

**Sensibilidad de los parámetros que  
influyen en las propiedades  
dinámicas en estructuras de  
edificación**

Treball realitzat per:

**Carlos Andrés Maruri Ortiz**

Dirigit per:

**Director: M.Eng. Rodrigo E. Alva**

**Codirector: Dr. Luis G. Pujades**

Màster en:

**Enginyeria del Terreny**

Especialitat en:

**Enginyeria Sísmica i Geofísica**

Barcelona, Julio 2018

Departamento de ingeniería del terreno, cartográfica  
y geofísica



## **Dedicatoria**

A mis padres Ramiro y Nancy

A mis hermanas Stephanie y Camila

A mi prometida Ivett



## **Agradecimientos**

Mi más sincero agradecimiento a mis tutores, Luis Pujades Beneit y Rodrigo Alva, por su tiempo, paciencia, supervisión y apoyo a lo largo de este proyecto.

A la Universitat Politècnica de Catalunya, por ser mi casa de estudio, a todos los profesores del departamento de ingeniería del terreno, por haber instruido en mi los conocimientos necesarios e indispensables para realizar este trabajo, a mis amigos y compañeros de la maestría, por su amistad y solidaridad en los dos años de estudio.

A Ivett por toda su paciencia y cariño a lo largo de esta etapa.

Todo esto no hubiese sido posible sin el apoyo incondicional de mi familia y en especial mis padres, Ramiro y Nancy, quienes han estado a mi lado en cada logro y objetivo alcanzado.

## **Resumen**

En este trabajo se estudia el grado de daño estructural de una edificación ante diferentes registros sísmicos mediante análisis dinámicos no lineales 3D. Los sismos, corresponden al sismo de Chi-Chi (Taiwán) de 1999, al sismo de Hawái (USA) de 2006, al registro del terremoto de Tohoku (Japón) de 2011 y el sismo de Lorca (España) de 2011. Estos acelerogramas con diferentes características, tanto en duración significativa e intensidad de Arias, son ajustados a espectros de diseño del Eurocódigo utilizando la técnica de ajuste espectral. Adicionalmente, para relacionar distintas características de los acelerogramas con la energía de entrada al caso de estudio, se desarrollaron espectros de energía de los acelerogramas ajustados. Los resultados muestran contrastes importantes en el índice de daño de Park y Ang, tanto por deformación como por energía, debidos principalmente a la duración significativa de los registros y al tipo de suelo del espectro al que se ajustan. Se encuentra que los espectros de energía son de gran utilidad en la estimación de daño.

## **Abstract**

In this work, the degree of structural damage of a building, subjected to different ground motions, is studied by 3D nonlinear dynamic analysis. The earthquakes, represented by recorded accelerograms, correspond to the earthquake of Chi-Chi (Taiwan) in 1999, the earthquake of Hawaii (USA) in 2006, the earthquake of Tohoku (Japan) in 2011 and the earthquake of Lorca (Spain) in 2011. These accelerograms, with different characteristics in significant duration and intensity of Arias, are matched to Eurocode design spectra using the spectral matching technique. Additionally, to relate different characteristics of the accelerograms with the input energy to the case study, energy input spectra of the matched accelerograms were developed. The results show substantial contrasts in the deformation and energy Park and Ang damage indices, mainly due to the significant duration of the records and the type of soil of the design spectra to which the accelerograms are matched. It is shown that the input energy spectra are very useful in damage estimation.

## Índice General

Agradecimientos.....	v
Resumen.....	vi
Abstract.....	vii
Índice General.....	viii
Índice Tablas.....	xi
Índice de Figuras.....	xiii
1. Introducción.....	1
1.1 Antecedentes y motivación.....	3
1.2 Objetivo General.....	4
1.2.1 Objetivos específicos.....	4
1.3 Metodología.....	5
1.4 Contenido de la Memoria.....	6
2. Análisis dinámico no lineal .....	8
2.1 Introducción .....	8
2.2 Ecuación fundamental de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad.....	8
2.2.1 Matriz de masa.....	9
2.2.2 Matriz de amortiguamiento .....	10
2.2.3 Matriz de rigidez.....	11
2.2.4 Método de Newmark para resolver la ecuación dinámica de equilibrio ..	13
2.3 Modos de vibración de un edificio – Análisis modal .....	15



2.4	Índice de daño .....	16
2.4.1	Índice de daño de Park y Ang (1985) .....	17
2.5	Expresiones de balance de energía .....	18
2.5.1	Energía en estructuras.....	20
3.	Demanda Sísmica .....	22
3.1	Introducción .....	22
3.2	Análisis y tratamiento de acelerogramas .....	22
3.2.1	Acelerogramas .....	22
3.2.2	Acelerogramas semilla .....	24
3.2.3	Ajuste espectral.....	25
3.3	Espectros de respuesta elástica .....	26
3.3.1	Espectro de respuesta.....	26
3.3.2	Espectros de Diseño .....	29
3.3.3	Espectros de energía .....	32
3.4	Intensidad de Arias .....	32
4.	Caso de estudio, edificio del Barrio de San Fernando.....	37
4.1	Introducción .....	37
4.2	Descripción del modelo .....	38
4.3	Sistema estructural .....	43
4.3.1	Elementos estructurales tipo miembros .....	44
4.3.2	Elementos estructurales tipo panel .....	53

4.4	Hipótesis de carga.....	60
4.4.1	Carga muerta.....	60
4.4.2	Carga viva.....	61
5.	Análisis y resultados.....	64
5.1	Introducción .....	64
5.2	Análisis de acelerogramas .....	64
5.2.1	Duración fuerte del movimiento del suelo .....	64
5.2.2	Análisis de energía de entrada .....	66
5.3	Análisis de índice de daño para el caso de estudio .....	76
5.3.1	Resultados entre índice de daño e intensidad de Arias.....	76
5.3.2	Análisis entre índice de daño y duración significativa .....	77
5.4	Análisis de índice de daño y energía de entrada .....	85
6.	Conclusiones.....	90
7.	Futuras líneas de investigación.....	92
	Bibliografía.....	93
	Anexo: .....	97

## Índice de Tablas

Tabla 1: Rango de índices de daño de Park y Ang (1985) .....	18
Tabla 2: Parámetros de los terremotos y acelerogramas usados en los casos de estudio	25
Tabla 3: Parámetros para representar espectro de diseño EC08 tipo 1 .....	30
Tabla 4: Parámetros para representar espectro de diseño EC08 tipo 2 .....	30
Tabla 5: Aceleración (g) del Espectro de diseño de aceleración del Eurocódigo (EC8, 2004) para tipos 1 y 2 de suelos A y D.....	31
Tabla 6: Parámetros para elementos de comportamiento elástico e inelástico.....	47
Tabla 7: Secciones de columnas implementadas en modelo digital del bloque 11 del barrio de San Fernando .....	48
Tabla 8: Parámetros obtenidos del diagrama de capacidad P vs M <sub>n</sub> para cada elemento implementado en Ruaumoko .....	49
Tabla 9: Parámetros obtenidos del diagrama de capacidad M <sub>ny</sub> vs M <sub>nz</sub> para cada elemento implementado en Ruaumoko .....	50
Tabla 10: Parámetros de caracterización de histéresis modificada de Takeda (Carr, 2000) .....	51
Tabla 11: Secciones tipo viga implementadas en modelo digital del bloque 11 del barrio de San Fernando .....	51
Tabla 12: Tipos de mampostería implementada en modelo estructural del bloque 11 del barrio San Fernando Lorca .....	55
Tabla 13: Parámetros de panel inelástico que satisface la metodología de Crisafulli....	57
Tabla 14: Distancia desde nodos externos para definir nodos internos del elemento tipo panel bloque 11 del barrio San Fernando Lorca según modelo de Crisafulli.....	58
Tabla 15: Parámetros geométricos para panel inelástico (Crisafulli, 1997).....	59

Tabla 16: Parámetros de materiales para mampostería de comportamiento inelástico..	60
Tabla 17: Parámetros de carga muerta implementados para cada nivel del modelo estructural. ....	61
Tabla 18: Parámetros de carga viva implementados para cada nivel del modelo estructural .....	62
Tabla 19: Resumen de cargas implementadas para cada nivel del modelo estructural..	62
Tabla 20: Resumen de cargas implementadas en modelo digital de Ruaumoko 3D para cada centro de masa de cada nivel.....	62
Tabla 21: Acelerogramas ajustados al espectro de diseño del Eurocódigo (EC8, 2004)	65
Tabla 22: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar intensidad de Arias (1970) y duración significativa 5-95% .....	66
Tabla 23: Velocidad Equivalente (g s) del Espectro de Energía con 5% de amortiguamiento.....	67
Tabla 24: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar Energía de entrada en términos de Velocidad equivalente (g s) y duración significativa 5-95% (s) para el periodo del bloque 11 de San Fernando de $T=0.53$ (s).....	67
Tabla 25: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang 1985), y la intensidad de Arias .....	77
Tabla 26: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía, y la duración significativa 5-95% .....	78
Tabla 27: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía, y la energía de entrada en términos de velocidad equivalente .....	85

## Índice de Figuras

Fig. 1: Modelo constitutivo de Takeda modificado (Fuente: Carr 2015).....	12
Fig. 2: Modos de vibración de un modelo estructural (Fuente: Barbat y Canet 1994) ..	16
Fig. 3: Analogía tipo Source-Sink para disipación de energía sísmica (Fuente: Popov et al. 1993).....	20
Fig. 4: Modelo con un solo grado de libertad sometido a una excitación sísmica aleatoria (Fuente: Barbat y Canet 1994).....	27
Fig. 5: Caracterización de acción sísmica y su respuesta máxima en un sistema de un grado de libertad (Fuente: Bairan 2015).....	28
Fig. 6: Espectro elástico de diseño tipo 1 y tipo 2 para los suelos A y D con amortiguamiento del 5% utilizados en (EC8, 2004).....	31
Fig. 7: Historias temporales y espectros de respuesta de aceleración 5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku. Se muestra el acelerograma semilla y los ajustados a los espectros de respuesta objetivo EC08 tipo 1 para suelos de clase A y D .....	34
Fig. 8: Historias temporales y espectros de respuesta de aceleración 5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku. Se muestra el acelerograma semilla y los ajustados a los espectros de respuesta objetivo EC08 tipo 2 para suelos de clase A y D .....	35
Fig. 9: Espectros de respuesta de energía <i>EI</i> 5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustados al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 para suelos de clase A y D.....	36
Fig. 10: Ubicación de la estructura del bloque 11 del barrio San Fernando en la ciudad de Lorca (Fuente: Google 2012) .....	37
Fig. 11: Bloque 11 del barrio San Fernando de la ciudad de Lorca (Fuente: Google 2012b) .....	38

Fig. 12: Planta de cimentación en formato digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda 1973).....	38
Fig. 13: Planta tipo nivel 1-4 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda 1973).....	39
Fig. 14: Corte transversal de modelo digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda 1973).....	39
Fig. 15: Asignación de ejes de referencia y nodos a planta de cimentación del bloque 11 de San Fernando .....	40
Fig. 16: Asignación de nodos y elementos tipo columna en corte transversal, Eje 1, de modelo digital del bloque 11 de San Fernando .....	41
Fig. 17: Asignación de nodos y elementos tipo viga en planta nivel 1 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando.....	41
Fig. 18: Nodos y elementos tipo viga y columna en corte transversal, Eje 1, de modelo digital del bloque 11 de San Fernando .....	42
Fig. 19: Digitalización de nodos y elementos tipo viga-columna en software Ruaumoko del bloque 11 de San Fernando.....	43
Fig. 20: Diagrama de flujo del procedimiento de análisis para bloque 11 de San Fernando utilizando Ruaumoko 3D (Carr, 2000) .....	44
Fig. 21: Viga de un componente tipo Giberson para un miembro elástico .....	45
Fig. 22: Curva de concreto esfuerzo deformación de Mander sin confinamiento (Mander et al., 1989) .....	49
Fig. 23: Diagrama de capacidad $P$ vs $M_n$ para una columna 30cm x 30cm .....	49
Fig. 24: Diagrama de capacidad $M_{ny}$ vs $M_{nz}$ en $P=954\text{kN}$ para una columna 30cm x 30cm .....	50

Fig. 25: Asignación de vigas tipo 1 y 2 en planta nivel 1 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando .....	52
Fig. 26: Diagramas de interacción de momentos flectores entre eje local z-z, y-y .....	53
Fig. 27: Miembro de elementos finitos tipo Cuadrilateral .....	54
Fig. 28: Vista en planta del nivel 1 del modelo digital del bloque 11 de San Fernando para muros de mampostería tipo 1, 2 y Ventanas.....	56
Fig. 29: Vista en planta del nivel 1 de paneles inelásticos del modelo digital del bloque 11 de San Fernando .....	58
Fig. 30: Mecanismo de funcionamiento de paneles inelásticos propuesto por Crisafulli 1997 e implementado en Ruaumoko 3d 2002 (Crisafulli, 1997) .....	59
Fig. 31: Descripción de parámetros de geometría para panel inelástico (Crisafulli, 1997) .....	59
Fig. 32: Parámetros establecidos en la norma MV-101 (Norma MV 101, 1963) para losa aligerada de hormigón armado .....	61
Fig. 33: Representación de coordenadas de radio de giro y área total de nivel con respecto al centro de gravedad.....	63
Fig. 34: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D .....	69
Fig. 35: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D .....	70
Fig. 36: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D .....	71

Fig. 37: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D .....	72
Fig. 38: Comparación entre espectros de energía en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 de suelos A y D y Periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España.....	73
Fig. 39: Comparación entre duración significativa 5-95% y energía de entrada en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España .....	74
Fig. 40: Comparación entre duración significativa 5-95% y energía de entrada en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España .....	75
Fig. 41: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España.....	79
Fig. 42: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando	80
Fig. 43: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando	81
Fig. 44: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España .....	82



Fig. 45: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España..... 83

Fig. 46: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y duración significativa entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando 84

Fig. 47: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España ..... 87

Fig. 48: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España ..... 88

Fig. 49: Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España ..... 89

## **1. Introducción**

Uno de los principales desafíos la ingeniería estructural en la actualidad, es el desarrollo de técnicas de diseño para proteger mejor las estructuras de los efectos destructivos de los terremotos. Para un diseño eficiente, técnica y económicamente, es indispensable considerar dos aspectos esenciales: el primero se relaciona al correcto establecimiento de las acciones de diseño (la demanda) y el segundo con la correcta evaluación de la capacidad de la estructura en dañarse y liberar energía sin llegar al colapso. En este trabajo se estudian conceptos que relacionan la demanda sísmica con la respuesta de una estructura ante registros de aceleraciones con diferentes propiedades.

En la actualidad, la creciente capacidad de los computadores y el software disponible permite estudiar, cada vez con menor costo, el comportamiento estructural mediante análisis dinámicos (Vamvatsikos y Cornell, 2002), los cuales, representan mejor el comportamiento físico real de los edificios sometidos a la acción de terremotos. Códigos de diseño, como por ejemplo Eurocódigo (EC8, 2004) y la Asociación americana de ingenieros civiles (ASCE, 2010), permiten el uso de historias temporales de aceleración para diseño, imponiendo ciertas condiciones en relación con sus espectros de respuesta. Tomando en cuenta estas consideraciones, en la primera parte de este trabajo, se explica la metodología para llevar a cabo un análisis dinámico, el comportamiento estructural ante historias temporales de aceleración y la relación con el índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang, 1985).

Para la segunda parte de este trabajo, se presentan las aceleraciones utilizadas, en conjunto con sus respectivos espectros elásticos de aceleración, espectros de energía y los resultados del ajuste espectral realizado para cada registro de aceleración. Cada aceleración utilizada es ajustada a los espectro de diseño del Eurocódigo (EC8, 2004) tipo 1 y tipo 2 para suelos A y D.

La tercera parte de este trabajo, comprende la descripción del modelo estructural del bloque 11 del barrio San Fernando en Lorca-España. En esta sección, se explican los parámetros utilizados en la modelización en 3D de la estructura utilizando el software Ruaumoko 3D (Carr, 2000), así como el tipo de análisis realizado.

Finalmente, se presentan los resultados de los análisis dinámicos no lineales, el índice de daño generado por deformación y por energía (Park y Ang, 1985), y la relación de la duración significativa, la intensidad de Arias, el efecto de variación del tipo de suelo y la influencia que estos tienen en el daño estructural.

## **1.1 Antecedentes y motivación**

Hoy en día la principal fuente de incertidumbre en el diseño estructural, así como en el cálculo del daño esperado es la acción sísmica. La ingeniería sísmica utiliza las fuerzas y desplazamientos inducidos por una acción sísmica, sin embargo, estos parámetros de diseño son solo una idealización de lo que ocurre ante un evento sísmico.

Una forma simplificada en la que las diferentes normas de diseño sismo-resistente definen la acción sísmica, es mediante espectros de diseño. Por otro lado, la normativa europea (EC8, 2004) permite usar acelerogramas registrados o sintéticos, sin embargo, a pesar de la gran cantidad de registros sísmicos que pueden encontrarse hoy en día, no es sencillo ni trivial hallar o generar acelerogramas compatibles con un determinado espectro de código. Esto motiva a utilizar técnicas recientes, tales como el ajuste espectral, que pueden simplificar esta tarea.

Con el propósito de comprender la influencia de ciertas propiedades de la demanda sísmica, como: el efecto de la duración significativa, la intensidad del registro de aceleración y la variación del tipo de suelo, y su incidencia en el daño de las estructuras; se propone la implementación de la técnica de ajuste espectral. Esta técnica, además de permitir la conservación de las propiedades de la evolución temporal de forma de un acelerograma, así como la compatibilidad con un determinado espectro de diseño, permite comparar de una manera más clara y unificada, el índice de daño generado con las características del registro de aceleración y el ingreso total de energía para un edificio de hormigón armado. Al mismo tiempo, se estudia las ventajas y desventajas de la técnica de ajuste espectral.

## **1.2 Objetivo General**

El principal propósito de este trabajo es estudiar el efecto de ciertas características de la demanda sísmica como: la duración significativa, intensidad de Arias y su incidencia con el daño por deformación y por energía generado a un edificio. De igual manera, se aspira a definir la correlación y diversidad de resultados entre espectros de respuesta de varios registros de aceleraciones, ajustados a un mismo espectro objetivo de diseño.

### **1.2.1 Objetivos específicos**

Generar acelerogramas artificiales con una base de distintos registros de aceleración, cuya duración sea coherente con las características del sismo, con la magnitud y la duración de la fase fuerte; además, verificar que el espectro de respuesta elástica 5% amortiguada se ajuste con el espectro previsto en la norma.

Estudiar las ventajas y desventajas del uso del ajuste espectral explicado por (Pujades et al., 2016) para acelerogramas con distintas características, ajustados a los espectros de diseño del Eurocódigo (EC8, 2004).

Desarrollar un modelo estructural 3D del bloque 11 del barrio San Fernando de Lorca-España, utilizando Ruaumoko3D (Carr, 2000) y verificar la capacidad de este software para el análisis dinámico no lineal 3D.

Evaluar el uso de espectros de aceleración y espectros de energía para pronosticar el daño generado por deformación y energía a un edificio.

Comparar los resultados del efecto de la duración significativa, la intensidad de Arias, el tipo de suelo y el ingreso de energía de cada espectro de respuesta ajustado y relacionarlos al daño generado a un edificio por deformación y por energía (Park y Ang, 1985).

### 1.3 Metodología

En esta sección se describe los pasos a seguir para llevar a cabo los objetivos principales y específicos. Los procedimientos utilizados se resumen a continuación:

- I. Disponer de registros de aceleraciones con diferentes propiedades: Al utilizar acelerogramas con distintas duraciones significativas, distinta intensidad, magnitud y energía, que puedan ser normalizados y ajustados a los diferentes espectros de diseño; permitirá tener un mayor alcance de correlación y variedad de resultados. Con esto se pretenden estudiar las propiedades de la evolución temporal de forma de cada acelerograma y su influencia en la respuesta dinámica de las estructuras.
- II. Análisis del ajuste espectral de varios de registros de aceleración a un mismo espectro de diseño objetivo para dar uniformidad a la demanda sísmica, tomando en cuenta el tipo de suelo y la magnitud. Con ello, se pretende asociar los resultados a un mismo espectro de diseño. De esta manera, se estudia el uso de las normativas de diseño para el comportamiento dinámico de una estructura ante una demanda sísmica variable.
- III. Generar espectros de energía: Este procedimiento se realiza para analizar la relación de la parte energética de la demanda sísmica y el daño generado a un edificio.
- IV. Realizar un modelo 3D de la estructura caso de estudio: Con el propósito de utilizar diferentes registros de aceleraciones ajustadas al espectro de diseño e implementadas en el cálculo dinámico del modelo estructural en 3D se utiliza el software Ruaumoko 3D (Carr, 2000). Este software permite realizar un modelo inelástico de la estructura, contemplando degradación de rigidez y resistencia para simular el daño, además de contar con modelos inelásticos para muros de mampostería.
- V. Evaluar y comparar los resultados de cada análisis dinámico no lineal para cada aceleración, su energía generada, su duración de fase fuerte y su relación con los espectros de diseño: Se analizará la relación y dispersión de los resultados obtenidos y se estudiará la normativa del Eurocódigo (EC8, 2004) para análisis dinámicos.

## 1.4 Contenido de la Memoria

En este primer capítulo introductorio se ha descrito el objetivo general y los objetivos específicos de esta investigación, así como también la metodología utilizada.

En el segundo capítulo, se presenta la ecuación fundamental de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad, así como, la deducción de matrices que la constituyen, ya sea: (i) la matriz de amortiguamiento, la cual se aproxima mediante el modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh, (ii) la matriz de masa, obtenida por medio de los pesos de los elementos estructurales dividiéndolos entre la gravedad, (iii) la matriz de rigidez, determinada por la suma de rigideces de los diferentes miembros estructurales, (iv) y la demanda sísmica, definida en el capítulo siguiente. Adicionalmente, se presenta el método de Newmark, ya que es uno de los métodos que utiliza Ruaumoko 3D (Carr, 2000) que permite resolver la ecuación dinámica de equilibrio (Vargas Alzate, 2013).

A pesar de ser un análisis costoso en términos de esfuerzo computacional (Park y Ang, 1985), el análisis incorporado en este trabajo, permite calcular índices de daño considerando la degradación de rigidez y resistencia de los elementos y la energía disipada, entre otras variables (Vargas Alzate, 2013). Es por esto que en este capítulo se incluye, (i) el análisis modal, para determinar el periodo de la estructura, (ii) los índices de daño, utilizados para definir el daño de la estructura por degradación y energía (Park y Ang, 1985), (iii) y la relación de la ecuación fundamental de movimiento con el balance energético y su interacción con las estructuras.

En el tercer capítulo se presentan los acelerogramas de terremotos conocidos y documentados utilizados en el análisis dinámico no lineal, así como, la técnica de ajuste espectral, para compararlos y ajustarlos a los espectros de diseño del Eurocódigo (EC8, 2004). Adicionalmente, se explica el concepto de espectros de respuesta, con un enfoque más detallado para valores de aceleración y energía para los registros de aceleración; y se desarrollan los espectros de diseño para un periodo de retorno de 475 años definidos en el Eurocódigo (CEN 2004). Finalmente, para relacionar la respuesta estructural de los registros de los movimientos del terreno, se presenta la intensidad espectral propuesta por Arias (Travasarou et al., 2002), la cual es un indicador de la intensidad del movimiento del terreno.

En el cuarto capítulo se presenta la descripción estructural del bloque 11 del barrio de San Fernando, la modelación de su geometría, los materiales y cargas asignadas, así como también, todas las suposiciones que exige Ruaumoko 3D para un modelado digital 3D apto para un análisis dinámico no lineal en base a los acelerogramas ajustados.

El quinto capítulo muestra los resultados obtenidos y su respectivo análisis. En este capítulo, se presentan los resultados del análisis de las características de los acelerogramas ajustados a un mismo espectro de respuesta objetivo, los resultados del análisis dinámico no lineal y la relación que existe con el espectro de aceleración y de energía.

Finalmente, en los capítulos seis y siete, se presentan las conclusiones del trabajo realizado, así como también las sugerencias para investigaciones futuras.



## 2. Análisis dinámico no lineal

### 2.1 Introducción

La herramienta numérica más realista para estudiar el comportamiento no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas es el cálculo dinámico no lineal (ADNL) (Vargas Alzate, 2013). Las principales ventajas al comparar los análisis estáticos no lineales (Push-over) y los dinámicos no lineales son: (i) la consideración del comportamiento cíclico capaz de reproducir el daño plástico acumulado y (ii) la consideración del efecto de amortiguación (tanto en la estructura sin daño, como el generado para aumentar el daño) es más directo (Utku, 2012).

Es por esto que en este trabajo se implementa el análisis dinámico no lineal (ADNL) para evaluar el efecto de los terremotos en los edificios bajo determinada respuesta dinámica (*Time History*). La metodología implementada corresponde al esquema de integración implícito paso a paso; la cual, intenta hallar la historia de la respuesta dinámica en el tiempo partiendo de la ecuación de movimiento.

### 2.2 Ecuación fundamental de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad

El análisis dinámico no lineal (ADNL) permite evaluar la respuesta de una estructura sometida a una historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos, considerando el comportamiento no lineal de los materiales (Vargas Alzate, 2013). La ecuación de movimiento se puede deducir por el principio de D'Alembert (Barbat y Canet, 1994) de la siguiente forma:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P\} \quad (1)$$

Donde:

$[M]$  = Matriz de masa o inercial.

$[C]$  = Matriz de amortiguamiento.

$[K]$  = Matriz de rigidez.

$\{P\}$  = Vector de fuerzas.

$\{x\}$  = vector de desplazamiento

$\{\dot{x}\}$  = vector primera derivada temporal – velocidad

$\{\ddot{x}\}$  = vector segunda derivada temporal – aceleración

Las matrices que intervienen en la ecuación de movimiento se describen a continuación:

### 2.2.1 Matriz de masa

La matriz de masa es obtenida dividiendo los pesos por la aceleración de la gravedad. Existen varios programas de análisis de cálculo estructural que permiten introducir el peso de cada elemento de la estructura, sin embargo, para este trabajo se implementa el programa de computadora Ruaumoko, el cual permite determinar la matriz de masa de las siguientes maneras:

- Matriz de masa concentrada: También conocida en inglés como *Lumped mass matrix*, es un esquema en el cual se concentra en los elementos de la diagonal principal de la matriz asociados a los 3 grados de libertad traslacionales, sin contar con la contribución de los grados de libertad rotacionales.
- Matriz de masa diagonal: Matriz que además de ser igual a la matriz de masa concentrada, considera la contribución a los grados de libertad rotacionales en los términos de la diagonal principal correspondientes, sean estos de viga, viga-columna y elementos pared (Carr, 2000).
- Matriz de masa consistente: también conocida en inglés como *Consistent mass matrix*, se representa utilizando la matriz de masa cinemáticamente equivalente (Clough & Penzien, 1993), donde las fuerzas de inercia son asociadas con todos los grados de libertad. De esta manera resulta una matriz de masa del mismo ancho de banda de la matriz de rigidez (Carr, 2000).

Al representar en este trabajo diagramas rígidos de cada piso y utilizarlos en un modelo estructural 3D, en donde el nodo principal de cada piso se localiza en el centro de masa del piso (incluso en el análisis modal), la matriz de masa debe ser diagonalizada (Carr, 2000).

### 2.2.2 Matriz de amortiguamiento

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Según su naturaleza, existen diferentes mecanismos o tipos de amortiguamiento, en el caso de las estructuras se produce un amortiguamiento por histéresis: ocasionado por la fricción interna molecular, cuando se deforma un cuerpo sólido (Barbat y Canet, 1994). En el programa Ruaumoko existen varias opciones de modelo de amortiguamiento, el modelo tradicional utilizando un modelo de amortiguamiento proporcional o modelo de Rayleigh, donde el amortiguamiento  $C$  se estima según:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

Donde:

$M$  = matriz de masa.

$K$  = matriz de rigidez.

$\alpha$  y  $\beta$  = Coeficientes según amortiguamiento viscoso y diferentes frecuencias del primer y segundo modo de vibración libre.

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\lambda_j - \omega_j\lambda_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2(\omega_i\lambda_i - \omega_j\lambda_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (4)$$

$$\lambda_n = \frac{1}{2} \left[ \frac{\alpha}{\omega_n} + \beta\omega_n \right] \quad (5)$$

Donde:

$\lambda_n$  = Fracción de amortiguamiento crítico.

$\omega_n$  = frecuencia circular natural.

Es importante mencionar que este modelo al usar las matrices de masa y de rigidez, el tamaño de la matriz de amortiguamiento será idéntico a la matriz de rigidez, por lo que no incrementa la banda no nula de las matrices usadas en el ADNL y no afecta al coste computacional en cada paso de tiempo (Montserrat Navarro, 2013).

### **2.2.3 Matriz de rigidez**

Para poder simular el comportamiento no lineal de la estructura de análisis, es necesario hacer uso de modelos constitutivos. Este modelo es el conjunto de ecuaciones basadas en la mecánica del medio continuo que intervienen al momento de simular matemáticamente el comportamiento del material (Barbat y Canet, 1994). El modelo consiste en asignar a cada material o elemento la histéresis que mejor se ajusten al comportamiento de cada uno de ellos ante acciones sísmicas. Cabe recalcar que las estructuras expuestas a grandes fuerzas en la base (terremotos), son diseñadas con una capacidad de disipar energía mediante el comportamiento inelástico, mecanismo friccional, etc., sin embargo, bajo cargas cíclicas repetitivas, se produce el deterioro debido a los ciclos de histéresis (Barbat y Canet, 1994). Por ello, se debe elegir y asignar apropiadamente la histéresis correspondiente al momento de modelar y diseñar estructuras sismo resistentes.

En este trabajo se ha optado por utilizar el modelo de Takeda modificado propuesto por (Otani, 1974). Este modelo ofrece una mejor simulación del comportamiento del hormigón armado que el modelo elastoplástico. Por otra parte, incluye condiciones realistas de las curvas de recarga y tiene en cuenta la degradación de la rigidez debida al daño, una característica importante del hormigón armado sometido a cargas sísmicas.

El programa Ruaumoko permite calcular la matriz de amortiguamiento a partir de la matriz de rigidez tangente o partiendo de la matriz de rigidez secante. El uso de la matriz de rigidez tangente puede ser criticable ya que, cuando la estructura trabaja en el rango inelástico, no se espera que el amortiguamiento se reduzca. Sin embargo, esta reducción del amortiguamiento se compensa parcialmente por el excesivo amortiguamiento asociado a las altas frecuencias. No obstante, es recomendable verificar que, para los modos de vibración considerados, el amortiguamiento no supere el 100% del amortiguamiento crítico (Vargas Alzate, 2013).

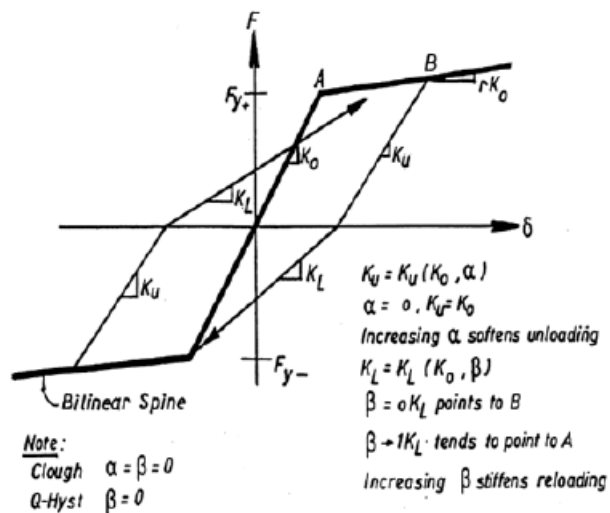


Fig. 1: Modelo constitutivo de Takeda modificado (Fuente: Carr, 2000)

Para la determinación de la matriz de rigidez es posible utilizar el método de rigidez directo, con la suma de rigideces de los diferentes miembros estructurales.

$$[K] = \Sigma [K]_b + [K]_c + [K]_G + [K]_f \quad (6)$$

Donde:

$[K]$ : Es la matriz de rigidez de la estructura completa.

$[K]_b$ : Es la matriz de rigidez de los elementos tipo viga.

$[K]_c$ : Es la matriz de rigidez de los elementos columna.

$[K]_G$ : Es la matriz de rigidez de los elementos losa.

$[K]_f$ : Es la matriz de rigidez de la fundación.

En Ruaumoko la matriz de rigidez es simétrica y sólo se almacena la diagonal principal y los elementos encima de la diagonal principal. Durante el análisis de 'tiempo-historia' se actualizan los cambios generados en los elementos de matriz.

#### 2.2.4 Método de Newmark para resolver la ecuación dinámica de equilibrio

Para poder resolver la ecuación dinámica de equilibrio (1), se ha optado por aplicar el método de Newmark. Este método integra por el método implícito de promedio constante de aceleración de Newmark ( $\beta = 0.25$ ), incondicionalmente estable (Clough y Penzien, 1993). Uno de los requerimientos de esta metodología es asignar cada intervalo de tiempo de 0.1 segundos menores que el periodo del mayor modo de vibración libre de la estructura (Clough y Penzien, 1993). El sistema de Newmark ha sido modificado del método de incremento original a un enfoque en el que el equilibrio esté asegurado para cada paso de tiempo (Montserrat Navarro, 2013). Otra opción es la interacción de Newton-Raphson que puede ser empleada para la convergencia de la solución en cada intervalo de tiempo, pero cualquier error de fuerza residual es arrastrado al siguiente intervalo de tiempo en un procedimiento de autocorrección. La ventaja del método de promedio constante de aceleración de Newmark, es que esta metodología es incondicionalmente estable y no todos los grados de libertad necesitan una masa asociada.

Durante el intervalo de tiempo  $t$  al tiempo  $t + \Delta t$ , la aceleración se asume constante.

$$\ddot{x} = \frac{\ddot{x}(t) + \ddot{x}(t + \Delta t)}{2} \quad (7)$$

Integrando con respecto al tiempo  $\Delta t$  para obtener la velocidad y el desplazamiento para usar el incremento en el desplazamiento  $\Delta u$  como la variable que da el incremento en la aceleración,

$$\Delta \ddot{x} = \ddot{x}(t + \Delta) - \ddot{x}(t) = \frac{4\Delta x}{\Delta t^2} - \frac{\dot{x}(t)}{\Delta t} - 2\ddot{x}(t) \quad (8)$$

El incremento de velocidad corresponde a:

$$\Delta \dot{x}(t) = \dot{x}(t + \Delta t) - \dot{x}(t) = \frac{2\Delta x}{\Delta t^2} - 2\ddot{x}(t) \quad (9)$$

Sustituyendo las expresiones (8)(9) en la ecuación de equilibrio para el tiempo  $t + \Delta t$  se obtiene:

$$[M]\{\ddot{x}(t) + \Delta\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}(t) + \Delta\dot{x}\} + [K]\{x(t) + \Delta x\} = f(t + \Delta) \quad (10)$$

La matriz de rigidez se puede reescribir de la siguiente manera:

$$[K(t + \Delta t)]\{x(t) + \Delta x\} = [K(t)]\{x(t)\} + [K_t]\{\Delta x\} = \{F_{elastic}(t)\} + [K_t]\{\Delta x\} \quad (11)$$

Donde:

$K$ : Matriz de rigidez secante

$K_t$ : Matriz de rigidez tangente

De igual manera, se puede reescribir el amortiguamiento como:

$$[C(t + \Delta t)]\{\dot{x}(t) + \Delta\dot{x}\} = [C(t)]\{\dot{x}(t)\} + [C_t]\{\Delta\dot{x}\} = \{F_{amort}(t)\} + [C_t]\{\Delta\dot{x}\} \quad (12)$$

Finalmente se reescribe la ecuación de equilibrio dinámico:

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C_t]\{\Delta\dot{x}\} + [K_t]\{\Delta x\} = F(t + \Delta t) - [M]\{\ddot{x}(t)\} - \{F_{amort}(t)\} - \{F_{elastic}(t)\} \quad (13)$$

Al sustituir para el incremento de aceleración y para el incremento de velocidad en términos de incrementos de desplazamiento se obtiene:

$$\frac{4}{\Delta t^2}[M] + \frac{2}{\Delta t}[C_t] + [K_t]\{\Delta x\} = \quad (14)$$

$$F(t + \Delta t) - [M]\left\{\ddot{u}(t) + \frac{4}{\Delta t}\dot{u}(t)\right\} + 2[C_t]\{\dot{u}(t) - \{F_{amort}(t)\} - \{F_{elastic}(t)\}\}$$

Implementando la ecuación (14), el problema se resuelve únicamente con incrementos de desplazamientos. Los vectores de desplazamiento, de velocidad y de aceleración pueden ser actualizados, así como también las fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas elásticas para cada intervalo de tiempo  $t + \Delta t$ . Después de actualizar las matrices de rigidez y amortiguamiento, se vuelve a repetir todo el procedimiento para el siguiente intervalo de tiempo.

### **2.3 Modos de vibración de un edificio – Análisis modal**

El Análisis Modal es el proceso de determinación de las características dinámicas inherentes a un sistema mecánico y necesarias para la posterior formulación de un modelo matemático del comportamiento dinámico de dicho sistema. Esta modelización dinámica se lleva a cabo en base a los parámetros modales (frecuencias naturales, modos de vibración y relaciones de amortiguamiento) propios del sistema, y que dependen de la distribución de sus características de masa, rigidez y amortiguamiento (Barbat y Canet, 1994).

Los modos naturales de vibración pueden ser definidos como la combinación de una serie de movimientos armónicos simples consecuentes a una respuesta en vibración de un sistema. Cada modo se define a partir de sus parámetros modales: frecuencia natural, amortiguamiento modal y forma característica de desplazamiento. Es importante mencionar que el grado de participación de cada modo en el total de la vibración del sistema, viene determinado por las características de excitación que actúa sobre el sistema y por las formas de los modos.

Por otro lado, no es necesario tener en cuenta un gran número de modos y frecuencias naturales, sino que basta considerar los modos asociados a las frecuencias comprendidas en un determinado rango de interés. El análisis modal de cualquier estructura ayuda a realizar un diseño en donde se determina (analítica o experimentalmente) las frecuencias y modos naturales de vibración. Además, proporciona la información correspondiente a cada modo para tomar decisiones del aumento de la frecuencia natural, ya sea rigidizando el sistema, obstaculizando la deformación del modo correspondiente o disminuyendo la masa en sectores donde se determinan los desplazamientos más significativos. La aplicación del principio de superposición permite transformar este sistema de ecuaciones diferenciales en un problema típico de valores y vectores propios, cuya resolución proporcionará los parámetros modales del sistema, tal y como se ha descrito al analizar los sistemas de  $N$  grados de libertad.

Los periodos propios de un sistema son expresados de la siguiente manera:



$$T = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (15)$$

Donde;

$T$ : Es el periodo fundamental

$\omega_i$ : Es la frecuencia que conforma la ecuación característica definida en el capítulo 4 de Barbat y Canet (1994).

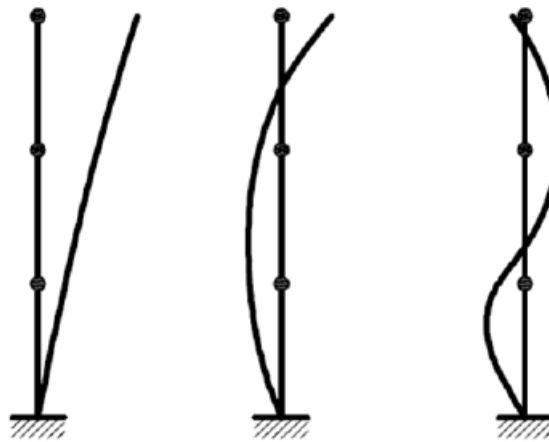


Fig. 2: Modos de vibración de un modelo estructural (Fuente: Barbat y Canet, 1994)

## 2.4 Índice de daño

En el diseño estructural de una edificación, ya sea de hormigón o de acero, es aceptado que la estructura pueda llegar a dañarse sin llegar al colapso; esto se hace para reducir el costo total de la edificación. Esta filosofía es adecuada, siempre que existan modelos de evaluación de daño estructural a consecuencia de terremotos. Es importante que dichos modelos tengan en cuenta no solo la contribución al daño de la máxima respuesta sino también el efecto de las cargas cíclicas que las estructuras de hormigón armado sufren en el caso de terremotos y que las debilitan o dañan por la inversión de esfuerzos y por los grandes desplazamientos a las que son solicitadas (Faleiro et al., 2008).

En este trabajo se utiliza la interfaz del programa Ruaumoko, el cual contiene varias hipótesis de cálculo de daño de una estructura aplicando el cálculo dinámico no lineal. Estas hipótesis de cálculo están definidas por expresiones como modelo de deformación,

índice de daño propuesto por Park y Ang (1985), índice de daño de Bracci (Bracci et al., 1989), índice de daño de Roufaiel (Magdy et al., 1987), índice de daño de Cosenza (Cosenza et al., 1993) y además índice de daño de Banon y Veneziano (1982). Cada una de estas presentan ecuaciones de relación entre la ductilidad, plastificación, desplazamiento y energía máxima (Carr, 2000). Los parámetros de daño pueden dividirse en dos clases principales, primero los basados en el nivel alcanzado por la demanda, ya sea por variables como: disipación de energía, deformación y resistencia; y segundo los parámetros basados en degradación experimentada por: la rigidez y la frecuencia fundamental (Peralta, 2012). Cabe recalcar que estas propuestas de índice de daño pueden ser de carácter global o local, estimando el estado de daño de los elementos estructurales o de la estructura completa. En el presente estudio, se determina el índice de daño propuesto por Park y Ang (1985), el cual, además de poder ser calculado por Ruaumoko 3D, permite determinar el índice de daño por deformación y por energía.

#### 2.4.1 Índice de daño de Park y Ang (1985)

El daño de las estructuras de hormigón armado en casos sísmicos se genera por la combinación de la inversión de esfuerzos y por las altas deformaciones. Debido a esto, todo criterio de daño debe estudiar, no solo las respuestas máximas sino también el efecto de cargas cíclicas (Peralta, 2012). La filosofía del cálculo de este índice de daño de Park y Ang (1985) es ponderar los daños de los elementos, en el que el peso es la razón entre la energía de histéresis disipada por cada elemento y la energía de histéresis total disipada por la estructura. En Ruaumoko se define con la siguiente expresión:

$$ID_E = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_h}{F_y \mu_u \delta_y} \quad (16)$$

$$ID = \sum_i \lambda_i ID_E \quad (17)$$

Donde:

$\mu_m, \mu_u$  = Ductilidad maxima y plastificacion ultima.

$F_y$  = Acción de plastificación ultima.

$\delta_y$  = Desplazamiento de plastificación.

$E_h$  = Energía histerética disipada.

$\beta$  = Parametro no negativo que refleja el efecto de la carga cíclica en el daño estructural.

$ID_E$  = Daño calculado a nivel de elemento.

$ID$  = Indice de daño global de la estructura.

$\lambda_i$  = Relación de energía de histéresis disipada por un elemento E y la energía total de histéresis disipada por la estructura.

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum_i E_i} \quad (18)$$

Donde:

$E_i$  = Energía total absorbida por el elemento  $i$ .

El índice de daños en Ruaumoko es calculado a través de las ductilidades últimas. Este índice no tiene efecto en el análisis tiempo-historia debido a que sólo se utilizan al final del análisis (Carr, 2000). El rango de índice de daño se Park y Ang se muestra a continuación:

Tabla 1 Rango de índices de daño de Park y Ang (1985)

Estados de daños	Rango de índice de daño Park y Ang 1985
Leve	0.1-0.25
Moderado	0.25-0.4
Severo	0.4-1.0
Colapso	1.0 y mayor

## 2.5 Expresiones de balance de energía

A partir de las sugerencias del norteamericano George Housner (1956) en proponer un procedimiento de diseño basado en energía, (Terán Gilmore, 1996) propone un método de diseño sísmico basado en desempeño usando conceptos de energía. Si bien, (Housner, 1956) sugiere que la energía de deformación máxima, en un sistema elástico, se relaciona

con la pseudo-velocidad espectral, e indica un enfoque para dar cuenta de la respuesta dinámica no lineal mediante el uso de un balance energético; Terán Gilmore (1996) plantea que la demanda de energía (la energía que el sismo introduce a la estructura) no debe ser mayor que el suministro de energía (mecanismos de almacenamiento y disipación de energía). Debido a esto, es indispensable el estudio de los eventos sísmicos desde el punto de vista de demanda de energía impuesta a las estructuras (Huerta Garnica y Reinoso Angulo, 2002) .

La representación matemática de la energía considerando un sistema de un oscilador con un grado de libertad parte de la ecuación (26) en la que los términos del lado izquierdo de la ecuación representan las fuerzas de inercia, viscosidad y de restitución del resorte. Para poder obtener la energía que producen estas fuerzas, se debe integrar la ecuación (26) con respecto a  $x$  de tal manera que se obtiene lo siguiente:

$$\int m\ddot{x} dx + \int c\dot{x} dx + \int kx dx = \int m\ddot{x}_g dx \quad (19)$$

De la ecuación (19) si se multiplica por  $dx$ , se definen las siguientes expresiones de energía:

La energía cinética (20) en el sistema asociada a la velocidad de la masa, la energía generada por el amortiguamiento viscoso (21), la energía potencial (22) asociada al desplazamiento, también denominada energía por deformación elástica es obtenida mediante la fuerza de rigidez.

$$E_c = \int m\ddot{x} dx = \int m\dot{x} d\dot{x} = \frac{m\dot{x}^2}{2} \quad (20)$$

$$E_A = \int c\dot{x} dx = \int c\dot{x}^2 dt \quad (21)$$

$$E_D = \int kx dx = \frac{kx^2}{2} \quad (22)$$

Por otro lado, cuando el sistema presenta comportamiento inelástico, existe energía que es disipada por deformación plástica denominada también energía de histéresis. De la definición de energía de restitución se puede despejar el valor de la energía de histéresis representado en la ecuación (23):

$$E_H = \int f s(x, \dot{x}) dx - E_D \quad (23)$$

La suma de las expresiones (20), (21), (22) y (23) de energía son equilibradas con la energía de entrada absoluta impuesta en la estructura por el evento sísmico (24):

$$E_I = -\int m \ddot{x}_g dx \quad (24)$$

Finalmente se presenta el balance de energía (Uang y Bertero, 1990)

$$E_I = E_c + E_A + E_D + E_H \quad (25)$$

La representación esquemática de la ecuación de energía es representada con la analogía de fregadero, también llamada *source-sink analogy* presentado por (Popov et al., 1993) para dos tipos de enfoques en la disipación de energía.

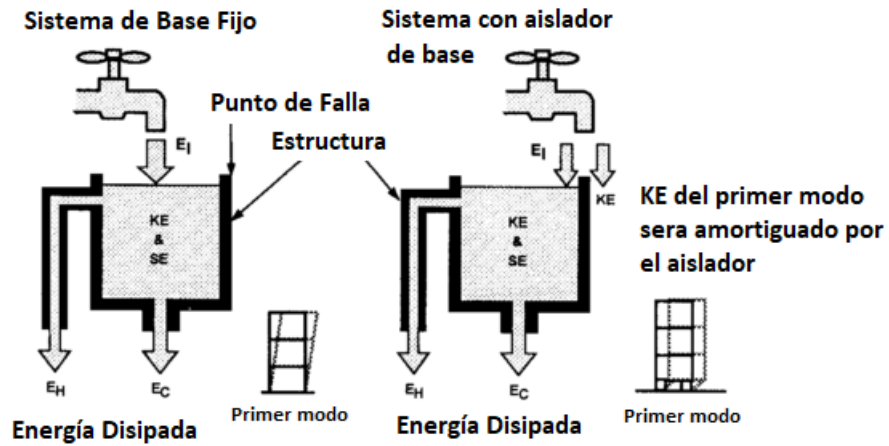


Fig. 3: Analogía tipo *Source-Sink* para disipación de energía sísmica (Fuente: Popov et al., 1993)

### 2.5.1 Energía en estructuras

Según el modelo de (Terán Gilmore, 1996), para que el diseño de una estructura sea el adecuado, la demanda sísmica de energía debe ser menor que el suministro sísmico de energía para todos los niveles sísmicos considerados. Sin embargo, no se tiene control ni conocimiento exacto de la cantidad de energía de entrada que se presenta en un sitio determinado. Esto se debe a que la energía generada en un evento sísmico varía con la

magnitud del sismo, la distancia al epicentro y las características del suelo (Huerta Garnica y Reinoso Angulo, 2002).

Por otra parte, la energía de entrada, conceptualizada en la ecuación (24), para una estructura con comportamiento inelástico sujeta a movimientos fuertes del terreno es disipada en parte por deformación inelástica (23) y en parte por amortiguamiento viscoso (21) conceptualizado por (Popov et al., 1993). Es importante mencionar que la energía de histéresis (23) es el parámetro de respuesta estructural que se relaciona con el daño acumulado de la estructura.

Para un diseño adecuado, eficiente y económico, es importante decidir si es conveniente disipar parte de la energía de entrada con amortiguamiento y ductilidad o solo con conducta elástica de la estructura, es decir únicamente con energía cinética y energía potencial. La gran mayoría de estructuras poseen un amortiguamiento alrededor del 5%, por lo que la energía de amortiguamiento es un parámetro del cual puede variar hasta un 10% y depende de las fricciones internas, fricciones en los apoyos, elementos no estructurales y otros mecanismos (Huerta Garnica y Reinoso Angulo, 2002). Debido a esto, en la práctica común es más factible implementar un comportamiento inelástico en la estructura (deformaciones plásticas) a través de la proporción de ductilidad de deformación,  $\mu$ , aunque implique daño a los miembros estructurales.

Actualmente, es posible mejorar e incrementar el amortiguamiento y ductilidad de las estructuras a través de dispositivos de disipación de energía, por ello, es fundamental el cálculo y caracterización de los espectros elásticos e inelásticos de la energía de entrada (24) así como también cada tipo de energía establecida en el balance de energía (25) (Uang y Bertero, 1990).

### **3. Demanda Sísmica**

#### **3.1 Introducción**

La selección de la acción sísmica es un problema al cual se le debe dar una solución concreta antes de efectuar el análisis sísmico de la estructura. La fuerza destructiva de un terremoto ha sido expresada tradicionalmente en función de la aceleración máxima del terreno, sin embargo, esto puede llevar a resultados inadmisibles (Barbat y Canet, 1994). Por ejemplo, se han observado daños relativamente moderados en estructuras sometidas a movimientos sísmicos con una aceleración muy alta, lo que certifica que otras características de los sismos, como la intensidad, el contenido de frecuencias, la duración, etc., contienen una influencia muy importante en el daño sufrido por las estructuras.

Algunos de los índices que se han propuesto para caracterizar el potencial destructivo de los terremotos ocurridos en una zona, están basados en los registros de los movimientos del terreno, mientras que otros, se deducen de la respuesta estructural producida por dichos movimientos (Lin y Mahin, 1985). Con el fin de realizar una definición numérica coherente de la acción sísmica, aplicable a un análisis no lineal, es necesario una definición de la excitación sísmica a través de los acelerogramas (Barbat y Canet, 1994). Por otra parte, para poder definir y comparar modelos fiables con parámetros del movimiento del terreno en el epicentro, disponiéndose al mismo tiempo de datos acerca del tipo de región sísmica bajo estudio, así como también, las características mecánicas de las capas del suelo, se ha utilizado la norma sísmica del Eurocódigo (CEN 2004).

#### **3.2 Análisis y tratamiento de acelerogramas**

##### **3.2.1 Acelerogramas**

Para evaluar el daño sísmico mediante cálculo dinámico no lineal, es necesario caracterizar la acción sísmica mediante acelerogramas (Vargas Alzate, 2013). Estos acelerogramas deben ser compatibles con el espectro de respuesta de la zona en donde se hallan los proyectos de estudio. Se pueden hallar acelerogramas con las siguientes características:

- a) Acelerogramas sintéticos: Son utilizados cuando no se posee información sobre los terremotos ni una base de datos de aceleración con registros compatibles de la zona.

- b) Acelerogramas reales: Son utilizados cuando se posee una buena base de datos de acelerogramas, cuyos espectros de respuesta son compatibles con los establecidos en la zona de estudio.
- c) Acelerogramas híbridos: Son utilizados cuando se dispone de una base de datos de acelerogramas adecuada; sin embargo, el espectro de respuesta no cubre ciertas zonas de interés y deben ser escalados por bandas (Vargas Alzate, 2013).

Actualmente existe un número importante de técnicas para obtener historias temporales de aceleración compatibles con espectros de respuesta y los programas o plataformas de análisis estructural, como en este caso Ruaumoko 3D (Carr, 2000). Las normas sísmicas permiten el uso de historias temporales de aceleración, imponiendo ciertas condiciones en relación con los espectros de respuesta.

El Eurocódigo (EC8, 2004) considera dos categorías de acelerogramas: 1) artificiales y 2) registrados o simulados. La generación de acelerogramas artificiales compatibles se basa en la simulación de un proceso aleatorio de forma que el acelerograma se obtiene como el producto de una secuencia estacionaria aleatoria de armónicos por una función de forma (Pujades et al., 2016); esta técnica requiere el espectro objetivo e información sobre la duración de la fase fuerte llamada también fase estacionaria del sismo. Los acelerogramas artificiales deben verificar las condiciones siguientes: i) el espectro de respuesta elástica 5% amortiguada debe coincidir con el previsto en la norma; ii) la duración debe ser coherente con la magnitud y demás características del sismo y, cuando no se disponga de datos específicos, la duración de la fase estacionaria no debe ser inferior a los 10 segundos (EC8, 2004).

Además, en los análisis debe usarse un mínimo de 3 acelerogramas que deben cumplir las siguientes reglas: a) el valor medio de los valores de respuesta para periodo cero (PGA) no debe ser menor que la aceleración de diseño definida como el producto de una aceleración básica,  $a_g$ , relacionada con la peligrosidad del lugar, por el coeficiente de suelo,  $S$ ; b) en el rango de periodos entre  $0.2 T_1$  y  $2 T_1$ , siendo  $T_1$  el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección en la que se aplica el acelerograma, ningún valor espectral debe ser inferior al 90% del correspondiente al espectro de respuesta lineal 5 % amortiguada prescrito en la norma (EC8, 2004).



Por otra parte, si se prefiere usar acelerogramas registrados o generados mediante una simulación física de la fuente, trayectoria y sitio, estas condiciones deben representar las características de la zona sísmica incluyendo las propiedades de la fuente sismogénica, del trayecto y del sitio y deben escalarse de forma que el valor del espectro para periodo nulo sea igual a  $a_g S$  (Pujades et al., 2016).

Para este análisis se utilizan cuatro acelerogramas semilla, representados en las Fig. 7 y Fig. 8, los cuales permiten observar cómo los acelerogramas obtenidos mediante el ajuste espectral conservan las propiedades de la evolución temporal de forma que puede afirmarse que la personalidad del acelerograma reside en el espectro de fases de Fourier (Pujades et al., 2016). Adicionalmente en los anexos, se demuestra la compatibilidad de los acelerogramas utilizados para terremotos grandes (tipo 1) y pequeños (tipo 2) y para los 5 tipos de suelo (A, B, C, D y E) del Eurocódigo (EC8, 2004).

### **3.2.2 Acelerogramas semilla**

El primer acelerograma corresponde al sismo de Lorca, en España del 11 de mayo de 2011, con una magnitud  $M_w$  de 5.1; el segundo corresponde al de Chi-Chi (Taiwán) del 21 de septiembre 1999 con una magnitud  $M_w$  de 7.6; el tercero corresponde al terremoto ocurrido en la isla de Hawái el 15 de noviembre de 2006, con una magnitud  $M_w$  de 6.7; el cuarto terremoto ocurrió en Tohoku, en Japón el 11 de marzo de 2011 con una magnitud  $M_w$  de 9.1. Estos cuatro acelerogramas se han escogido por corresponder a terremotos bien estudiados. El número monográfico del *Bulletin of the Seismological Society of America* (Wu y Chen, 2007) se dedica íntegramente a la serie sísmica de Taiwán. La serie sísmica de Hawái está bien documentada en el informe preliminar del *Earthquake Engineering Research Institute* (EERI 2006) y Los mecanismos focales de la serie sísmica de Tohoku (Japón) , han sido estudiados por (Nettles et al., 2011). El terremoto de Lorca también ha sido extensamente estudiado, incluyendo un número especial del *Bulletin of Earthquake Engineering* (Alarcón y Benito Oterino, 2014). En la Tabla 2 se muestra los principales parámetros de estos sismos, así como las características de las estaciones y acelerogramas.

Tabla 2: Parámetros de los terremotos y acelerogramas usados en los casos de estudio

Terremoto	Nombre	Taiwán (1)	Hawái(2)	Tohoku (3)	Lorca(4)
	Fecha (yyyy/mm/dd)	20/09/1999	15/10/2006	11/03/2011	11/05/2011
	Tiempo Origen (hh:mm:ss)	17:47:16	17:07:45	5:46:23	16:47:25
	Lat N (°)	23.85	19.88	38.296	37.649
	Lon E (°)	120.87	-156.119	142.498	-1.694
	Profundidad (km)	13.2	5	19.7	6.7
	Mw	7.5	6.7	9.1	5.1
Estación	STA Ide.	TCU074	2825	MYG004	Lorca
	Lat N (°)	23.9607	20.023	38.7292	37.6767
	Lon E (°)	120.9617	-155.6614	141.0217	-1.7002
	Dist (km)	20.3	50.6	138.5	7.4
	Azimuth (°)	37.1	71.5	291	350
	Comp. (°)	90 (E)	90 (E)	90 (E)	330 (N30W)
	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	584.2	1041.36	1268,49	360.4
	sampling freq. (Hz)	200	200	100	200
	Samples (orig.)	18000	23600	30000	9932
	High pass Freq (Hz)	0.08	0.15	0.08	0.1
	Geología de Sitio	S <sub>D</sub>	S <sub>D</sub>	S <sub>A</sub>	S <sub>B</sub>

### 3.2.3 Ajuste espectral

Al observar como los acelerogramas obtenidos mediante el ajuste espectral conservan las propiedades de la evolución temporal de forma, se puede afirmar que la personalidad del acelerograma reside en el espectro de fases de Fourier (Pujades et al., 2016).

Para realizar un ajuste espectral se necesita como paso preliminar un análisis en el dominio del tiempo y de la frecuencia. En el dominio del tiempo se han aplicado las siguientes correcciones: i) Reducción del número de puntos a un número potencia de dos para el cálculo de la Transformada Rápida de Fourier (FFT); ii) corrección de la línea base restando el valor medio de los primeros dos minutos de registro; iii) ventaneado del acelerograma mediante una ventana de Tukey; iv) filtrado usando un filtro Butterworth paso altas de tercer orden, (Pujades et al., 2016).

Una vez corregido el acelerograma se ha procedido al ajuste espectral, el cual consiste en modificar el espectro de amplitudes de Fourier de un acelerograma, de forma que el espectro de respuesta coincida con un espectro de respuesta objetivo. La metodología implementada es explicada en *Notes on the spectral matching of accelerograms* (Pujades et al., 2016) en donde se indica el filtrado previo a las señales, así como también los pasos a seguir para realizar el ajuste espectral, desarrollado por Gasparini y Vanmarcke (1976), para cualquier acelerograma. En la Fig. 7 se muestran los registros de aceleración del sismo de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku, y los espectros EC08-1A y EC08-1D como espectros objetivo del Eurocódigo (EC8, 2004) para sismos tipo 1; y además, en la Fig. 8 se muestran los registros de aceleración de los sismos estudiados con los espectros EC08-2A y EC08-2D como espectros objetivo del Eurocódigo (EC8, 2004) para sismos tipo 2. En los anexos se muestran los resultados obtenidos para todos los casos de los acelerograma semilla, los obtenidos mediante el ajuste espectral y los espectros de respuesta con el 5% de amortiguamiento para los espectros EC08-1 y EC08-2 y para los tipos de suelos A, B, C, D, y E.

### **3.3 Espectros de respuesta elástica**

#### **3.3.1 Espectro de respuesta**

Se puede definir a un espectro de respuesta como la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad ante una excitación sísmica (Bairan, 2015). En ingeniería sísmica se precisa el conocimiento de las acciones posibles o probables que las estructuras sufrirán en su lugar de emplazamiento y durante su periodo de vida útil (Park et al., 1985). Por ello, se estudia el espectro de respuesta de varias estructuras sometida a una acción sísmica que proporcione información del sismo en un lugar específico. Entre los distintos

tipos de espectro de respuesta que existen, se menciona el espectro de respuesta de velocidad, de deformación, energía y de aceleración.

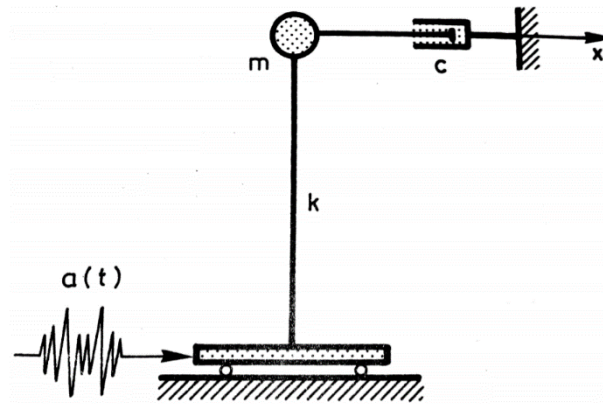


Fig. 4: Modelo con un solo grado de libertad sometido a una excitación sísmica aleatoria (Fuente: Barbat y Canet, 1994)

La ecuación de equilibrio para un sistema de vibración de un grado de libertad es la siguiente:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad (26)$$

Donde:

$m$  = masa

$c$  = amortiguamiento

$k$  = rigidez

$x$  = desplazamiento

$\dot{x}$  = primera derivada temporal – velocidad

$\ddot{x}$  = segunda derivada temporal – aceleración

$f(t)$  = fuerza externa que actúa sobre el sistema

En el caso sísmico,  $f(t)$ , depende de la aceleración en el suelo  $\ddot{x}_g(t)$  debida a un terremoto, por lo que puede ser reemplazada por  $m\ddot{x}_g(t)$ . De esta manera, la ecuación de movimiento se puede formular de la siguiente manera:

$$\ddot{x} + 2\omega\xi\dot{x} + \omega^2x = \ddot{x}_g(t) \quad (27)$$

Donde:

$\omega$  = frecuencia angular

$\xi$  = fracción de amortiguamiento crítico

El amortiguamiento crítico se define a su vez por:

$$c_c = 2m\omega \quad (28)$$

De esta manera, si se tiene un registro de aceleraciones del suelo,  $\ddot{x}_g(t)$ , y se resuelve la ecuación (27) para un periodo  $T$  y un amortiguamiento,  $\xi$ , se puede obtener una respuesta temporal de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del sistema (Vargas Alzate, 2013).

Si en la ecuación (27), se resuelve para  $n$  periodos  $T=[T_1, T_2, T_3, \dots, T_n]$  y estos se relacionan con el máximo absoluto de cualquiera de las respuestas temporales mencionadas, el resultado es un espectro de respuesta elástica (Vargas Alzate, 2013).

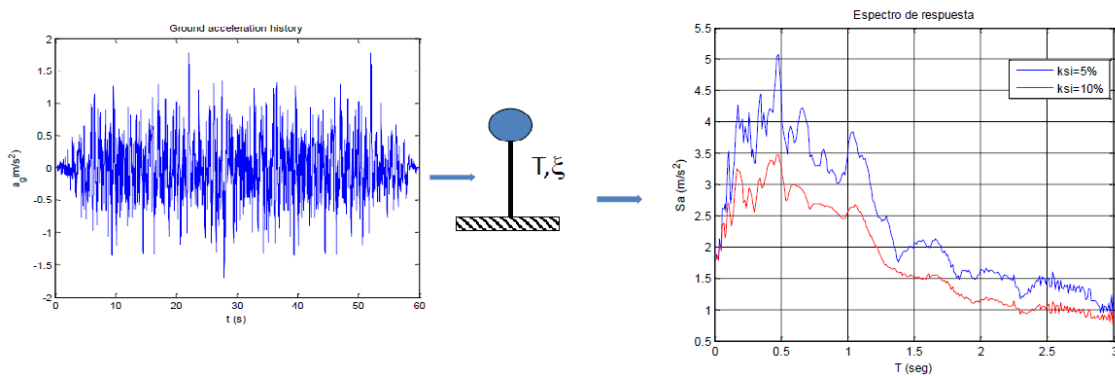


Fig. 5: Caracterización de acción sísmica y su respuesta máxima en un sistema de un grado de libertad (Fuente: Bairan, 2015)

Cabe mencionar que el espectro de respuesta puede generar información de movimientos máximos del suelo, contenido de frecuencias del sismo, incluso la influencia del tipo de suelo, sin embargo, no genera la respuesta temporal de la estructura.

### 3.3.2 Espectros de Diseño

Los espectros de diseño están presentes en todas las normativas de construcción, con un peso más significativo en aquellas cuyos territorios se encuentran en zonas de alta sismicidad. En general los espectros de diseño se proponen mediante funciones sencillas analíticas considerando los tramos de aceleración constante, velocidad constante y desplazamiento constante (Vargas Alzate, 2013).

Según el Eurocódigo (EC8, 2004), un espectro de respuesta elástico normalizado correspondiente a un oscilador lineal simple que se encuentra en una superficie libre del terreno para aceleraciones horizontales con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico. Esta norma, emplea diferentes definiciones para sismos de gran magnitud espectro tipo 1 y para sismos de menor magnitud espectro tipo 2 para sismo de magnitud hasta  $M_s = 5.5$ . Los parámetros del periodo de cada espectro así como también los parámetros que definen la respuesta del espectro están definidos en la Norma (EC8, 2004) detallados a continuación:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad Sa(T) = a_g * S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (29)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad Sa(T) = 2.5 * a_g * S * \eta \quad (30)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad Sa(T) = 2.5 * a_g * S * \eta \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (31)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad Sa(T) = 2.5 * a_g * S * \eta \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (32)$$

Donde:

$Sa(T)$  = Espectro de respuesta elastica como funcion del periodo.

$T$  = periodo de vibracion de un sistema de un grado de libertad.

$a_g$  = aceleracion de diseño en el suelo para un suelo tipo A – roca.

$T_B$  = limite inferior del periodo en el tramo de aceleracion constante.

$T_C$  = limite superior del periodo del tramo de aceleracion constante.

$T_D$  = periodo que define el final del tramo de velocidad constante.

$S$  = factor del suelo que toma en cuenta los suelos blandos.

$\eta$  = factor de correccion de amortiguamiento.

Tabla 3: Parámetros para representar espectro de diseño EC08 tipo 1

Tipo de Suelo	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1	0.15	0.4	2
B	1.2	0.15	0.5	2
C	1.15	0.2	0.6	2
D	1.35	0.2	0.8	2
E	1.4	0.15	0.5	2

Tabla 4: Parámetros para representar espectro de diseño EC08 tipo 2

Tipo de Suelo	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.1	0.25	1.2
D	1.8	0.1	0.3	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Es importante mencionar que la normativa no solo toma en cuenta el tipo de suelo, sino la zona en la cual se encuentra el proyecto para determinar el nivel de peligrosidad sísmica entre alta moderada o baja, tal como se muestran en la Tabla 3 y Tabla 4.

Para este trabajo se delimita el uso de los espectros a los tipos de suelo en roca A y tipos de suelo blandos D para los tipos 1 y tipos 2, los cuales han sido utilizados como espectro objetivo en el ajuste espectral. En la Fig. 6 se representa el desarrollo y comparación de los distintos espectros de diseño expuestos en este trabajo, así como también el periodo fundamental del modelo desarrollado en el siguiente capítulo. Como información complementaria, en los anexos se puede revisar el desarrollo de los espectros elásticos de respuesta para los tipo 1, tipo 2 y los tipos de suelo A-E descritos en el Eurocódigo (EC8, 2004).

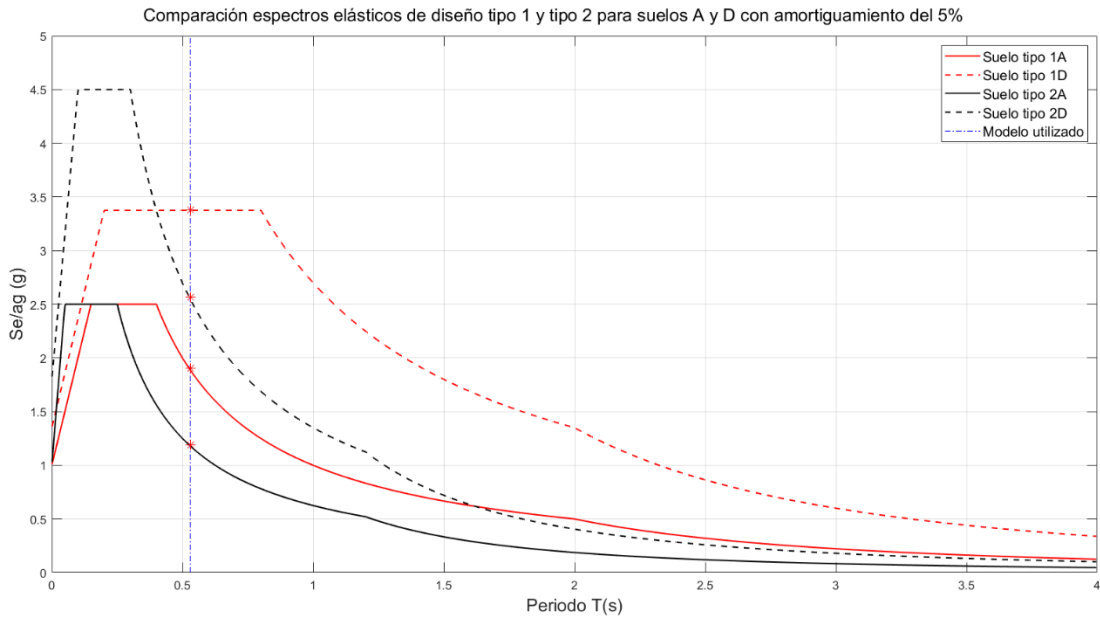


Fig. 6: Espectro elástico de diseño tipo 1 y tipo 2 para los suelos A y D con amortiguamiento del 5% utilizados (Fuente: EC8, 2004)

En la Tabla 5 se muestra el resultado de aceleración obtenida para un periodo de  $T=0.53s$ , los cuales son el mismo valor de aceleración para cada registro de aceleración ajustado.

Tabla 5: Aceleración (g) del Espectro de diseño de aceleración del Eurocódigo (EC8, 2004) para tipos 1 y 2 de suelos A y D

Espectro de diseño aceleración del Eurocódigo (EC8, 2004)		Se/ag (g)
tipo 1 suelo A		1.9011
tipo 2 suelo A		1.1882
tipo 1 suelo D		3.3750



### 3.3.3 Espectros de energía

Cada acelerograma contiene su propio espectro de energía en términos de velocidad equivalente (33):

$$V_E = \sqrt{2 \frac{E_I}{m}} \quad (33)$$

Según (Utku, 2012), el espectro de energía se obtiene de la energía de entrada absoluta impuesta en la estructura por el evento sísmico (24) en términos de velocidad equivalente (33). Para satisfacer la expresión (24) se calcula el espectro de velocidad para los diferentes registros de aceleración y el resultado se multiplica por la aceleración semilla para cada instante de tiempo.

Es importante mencionar que la dependencia de la energía en la masa de la estructura es proporcional, por lo que la energía expresada en velocidad equivalente  $V_E$  es independiente de la masa. Por otro lado, el espectro elástico de velocidad es determinado con la señal normalizada a un PGA de 0.37 y ajustada a los espectros objetivos de las Fig. 7 y Fig. 8.

El resultado del cálculo de cada espectro de energía de entrada con un 5% de amortiguamiento para cada acelerograma descrito en la Tabla 2 se muestra en la Fig. 9.

### 3.4 Intensidad de Arias

A pesar de que existen varios autores y definiciones de SGMD por sus siglas en inglés (*strong ground motion duration*), en este trabajo, la duración fuerte del movimiento del terreno además de la propuesta por Housner (1956), se utilizó la intensidad de Arias (Travasarou et al., 2002). La intensidad de Arias es un parámetro del movimiento del suelo que captura el potencial destructivo de un terremoto integrando la aceleración del tiempo historia.

Según estudios, la variabilidad asociada con la intensidad de Arias es mayor que con otros parámetros como el de aceleración espectral, sin embargo, es muy útil para evaluar el

potencial rendimiento sísmico de sistemas rígidos cuya respuesta está dominada por las características de período corto de los movimientos de tierra (Travasarou et al., 2002).

La definición de la intensidad de Arias definida en 1970 es la siguiente:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (34)$$

Donde:

$I_a$ : La intensidad de Arias es medida en unidades de longitud por tiempo.

$a(t)$ : Es la aceleración tiempo-historia en unidades g

Comparación de historias temporales de los acelerogramas de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku, su ajuste espectral con los espectros de respuesta de aceleración 5% amortiguada del EC08 tipo 1 suelos A y D

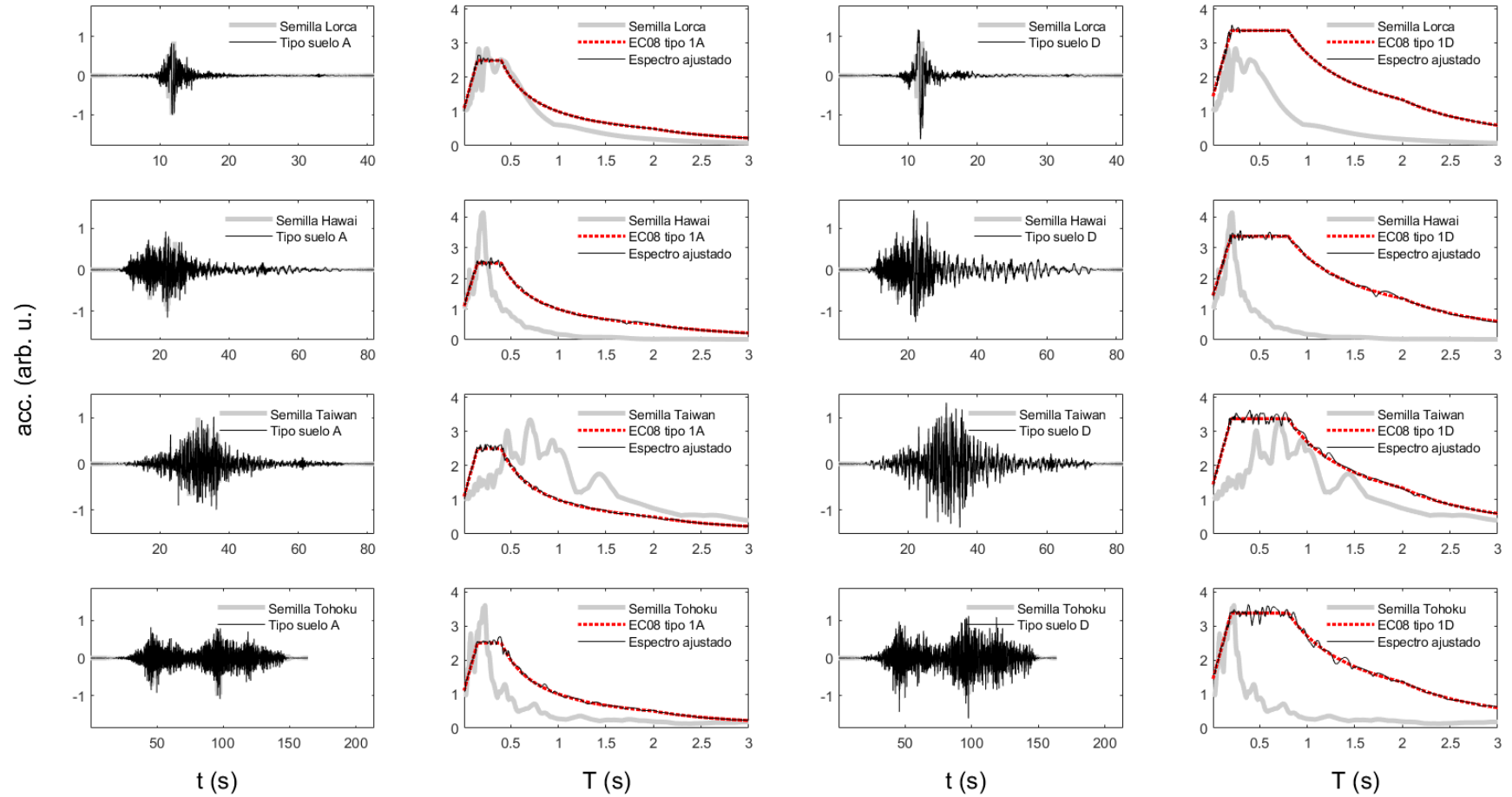


Fig. 7: Historias temporales y espectros de respuesta de aceleración 5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku. Se muestra el acelerograma semilla y los ajustados a los espectros de respuesta objetivo EC08 tipo 1 para suelos de clase A y D

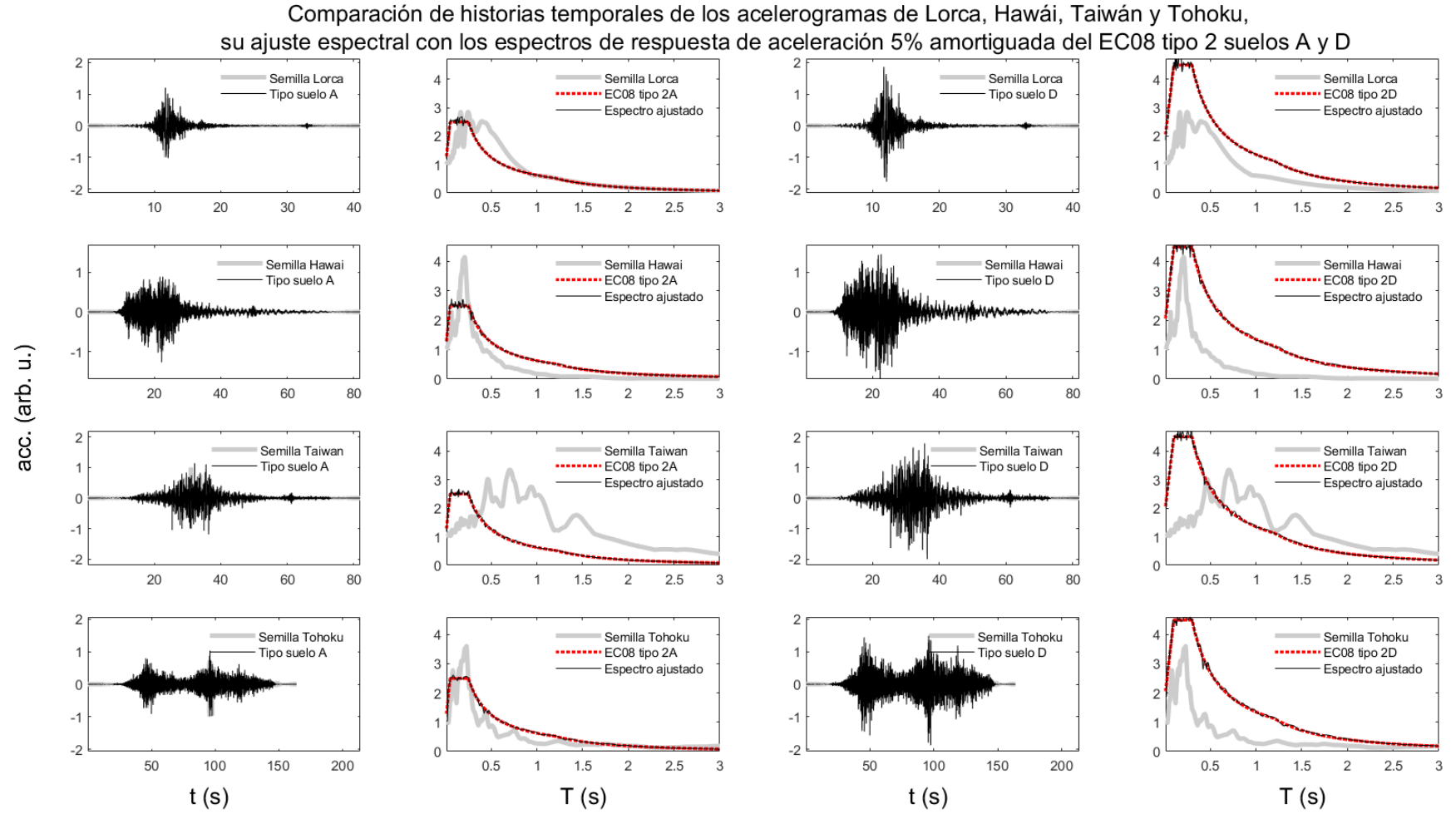


Fig. 8: Historias temporales y espectros de respuesta de aceleración 5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku. Se muestra el acelerograma semilla y los ajustados a los espectros de respuesta objetivo EC08 tipo 2 para suelos de clase A y D

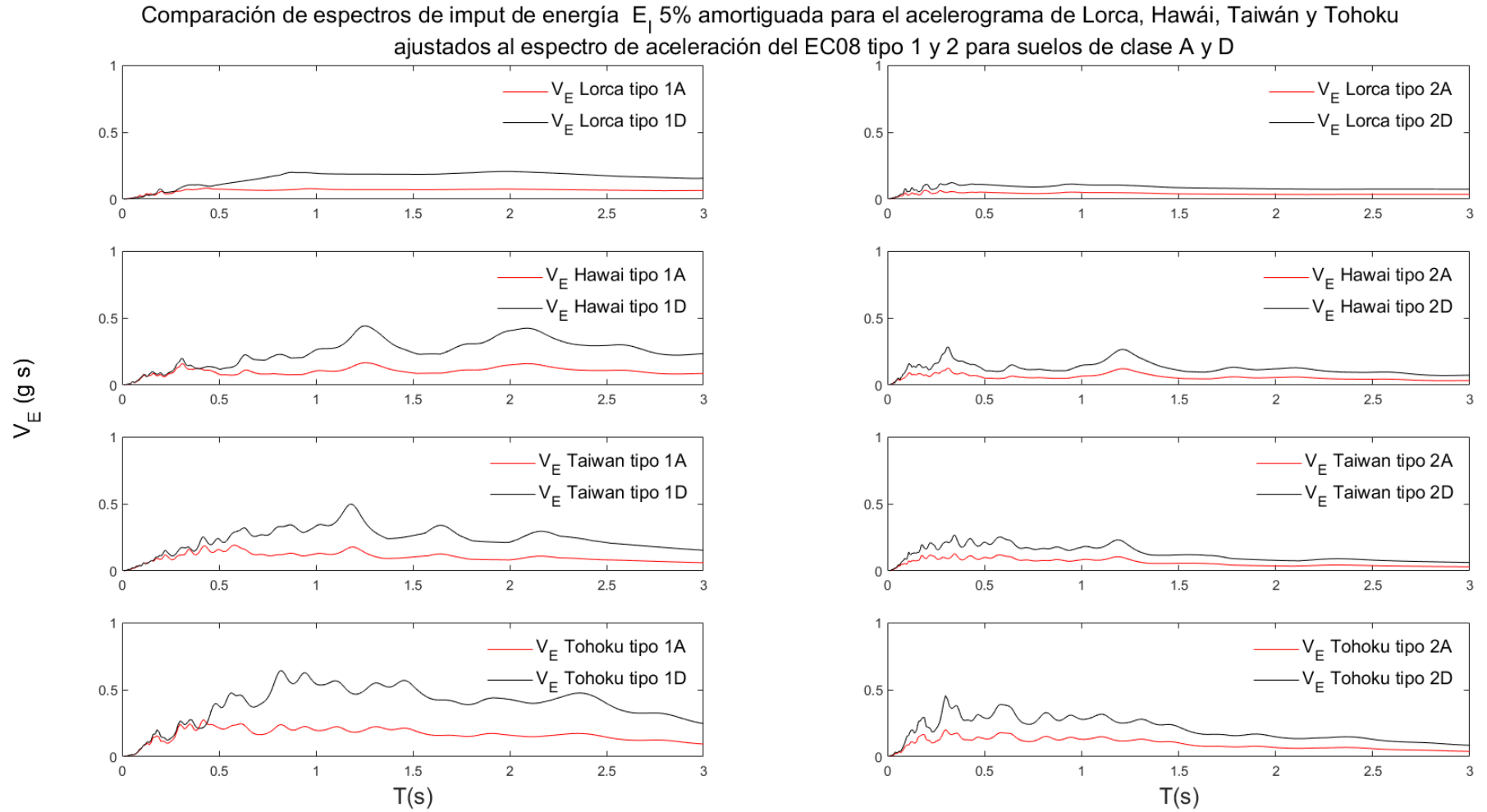


Fig. 9: Espectros de respuesta de input de energía  $E_I$  5% amortiguada para el acelerograma de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustados al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 para suelos de clase A y D

## 4. Caso de estudio, edificio del Barrio de San Fernando

### 4.1 Introducción

El programa de computadora Ruaumoko posibilita un análisis estático (con interacción al comportamiento inelástico), dinámico (*Time-History*), además de análisis adaptativos tipo “*Push-over*” o análisis de espectro de respuesta. Ruaumoko 3D creado en la Universidad de Canterbury por el profesor Arthol Carr (Carr, 2000), posibilita un control de todos los parámetros de análisis. Estos parámetros son tanto de la estructura (nodos, elementos, propiedades, materiales, reglas de histéresis, coeficientes de variación, etc.), como también parámetros de carga, acelerogramas, espectros de respuesta. De esta manera se posee un mejor control del modelo estructural.

La estructura escogida para este trabajo, Fig. 11, forma parte de un conjunto de 15 edificios de vivienda del barrio San Fernando al sur de la ciudad de Lorca (Murcia, España). Este proyecto de vivienda se ejecutó en un área total del 5690 m<sup>2</sup>, en el cual el 25% del área total fue asignado para la repartición de 15 edificaciones que contienen 232 viviendas repartidas entre ellas. Según el informe del departamento Técnico del Instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artes Carril, 2011) estas edificaciones fueron construidas en 1975 y afectadas en 2011 debido al terremoto de Lorca del 11 de mayo de dicho año.

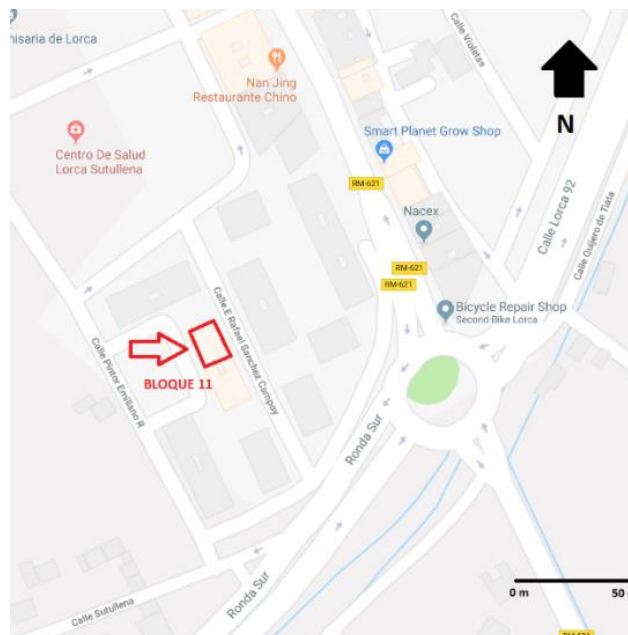


Fig. 10: Ubicación de la estructura del bloque 11 del barrio San Fernando en la ciudad de Lorca (Fuente: Google, 2012)



Fig. 11: Bloque 11 del barrio San Fernando de la ciudad de Lorca (Fuente: Google, 2012b)

## 4.2 Descripción del modelo

El bloque 11 del barrio de San Fernando construido con fines de vivienda social está compuesto por 4 plantas, con un área de construcción de  $384.5 \text{ m}^2$  por planta como se presenta a continuación:

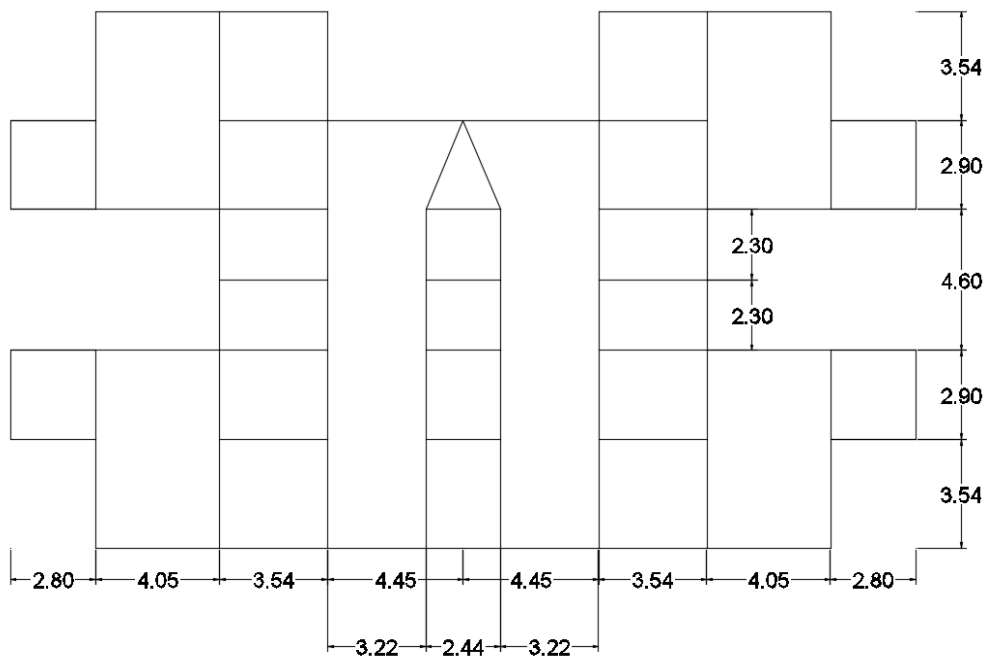


Fig. 12: Planta de cimentación en formato digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda, 1973)

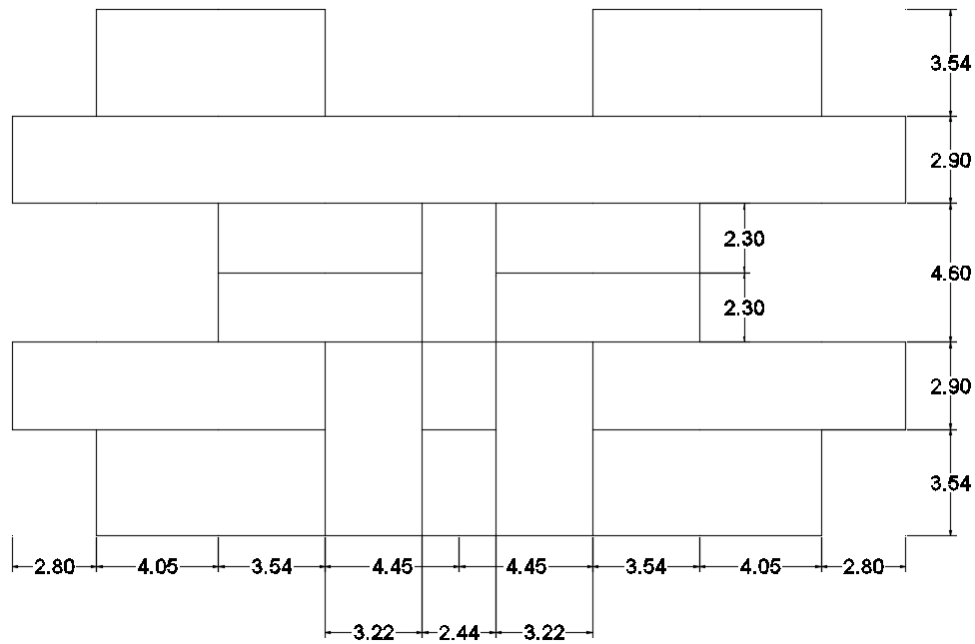


Fig. 13 Planta tipo nivel 1-4 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda, 1973)

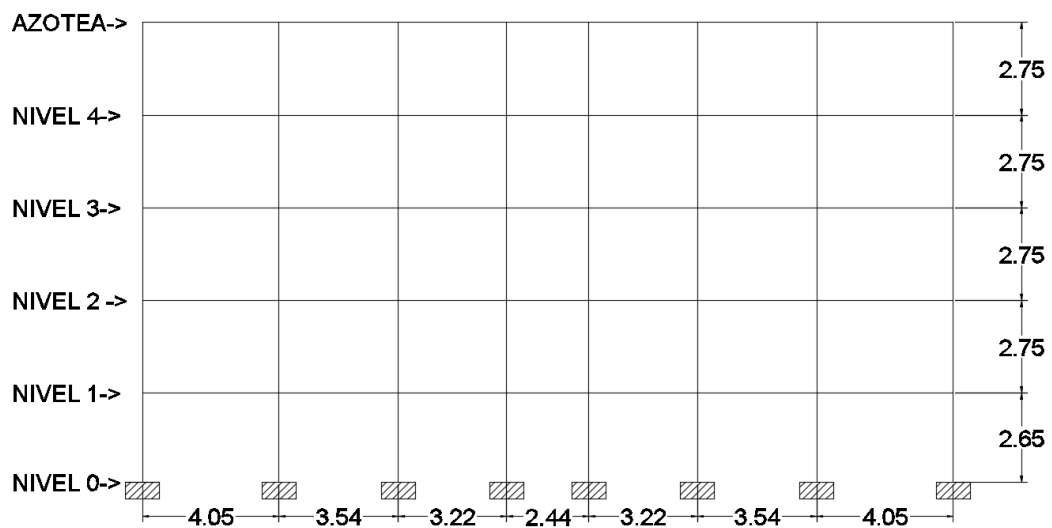


Fig. 14 Corte transversal de modelo digital del bloque 11 de San Fernando (Fuente: Ministerio de la Vivienda, 1973)

Utilizando los planos originales del Ministerio de la Vivienda del Instituto Nacional de la Vivienda denominado “Proyecto de construcción de 232 viviendas subvencionadas, locales comerciales y urbanización Lorca”, se asignaron ejes de referencia y nodos a las Fig. 12, Fig. 13 y Fig. 14 para implementarlas en el Software Ruaumoko, como se aprecia en la Fig. 15.



En la Fig. 15 se aprecia la distribución de nodos de izquierda a derecha (eje A al eje K) y de forma ascendente (eje 1 al eje 7). De esta manera se asigna 59 nodos por planta incluyendo un nodo en el centro de gravedad de la planta, con un total de 60 nodos por planta y 360 distribuidos sistemáticamente en toda la edificación.

Para poder realizar la digitalización del modelo estructural e implementarlo en el Software Ruaumoko, se procedió a asignar un número a cada elemento, comenzando por las columnas de cada nivel y posteriormente las vigas, tal como se muestra en las Fig. 16, Fig. 17 y Fig. 18.

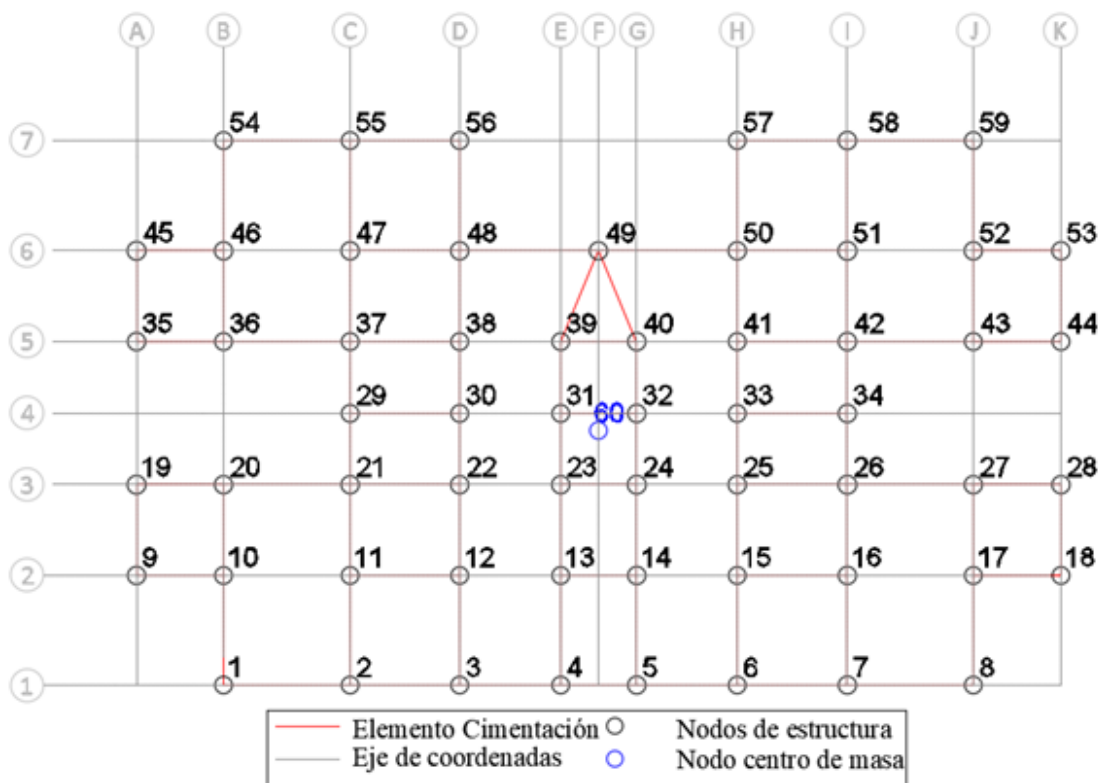


Fig. 15: Asignación de ejes de referencia y nodos a planta de cimentación del bloque 11 de San Fernando

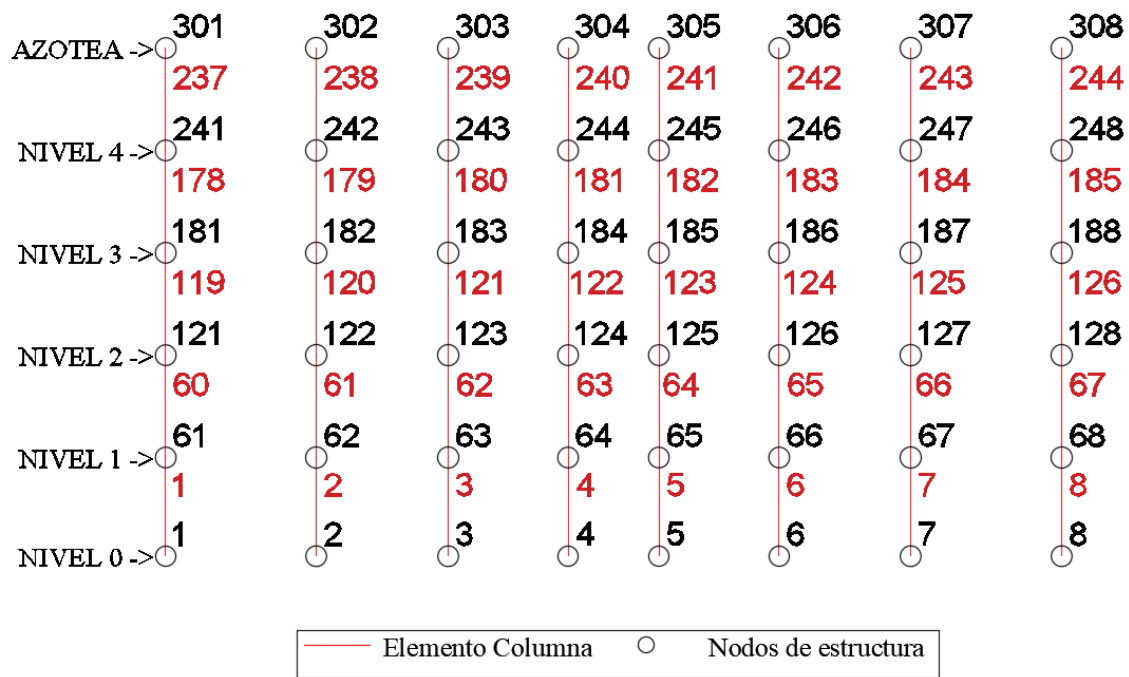


Fig. 16: Asignación de nodos y elementos tipo columna en corte transversal, Eje 1, de modelo digital del bloque 11 de San Fernando

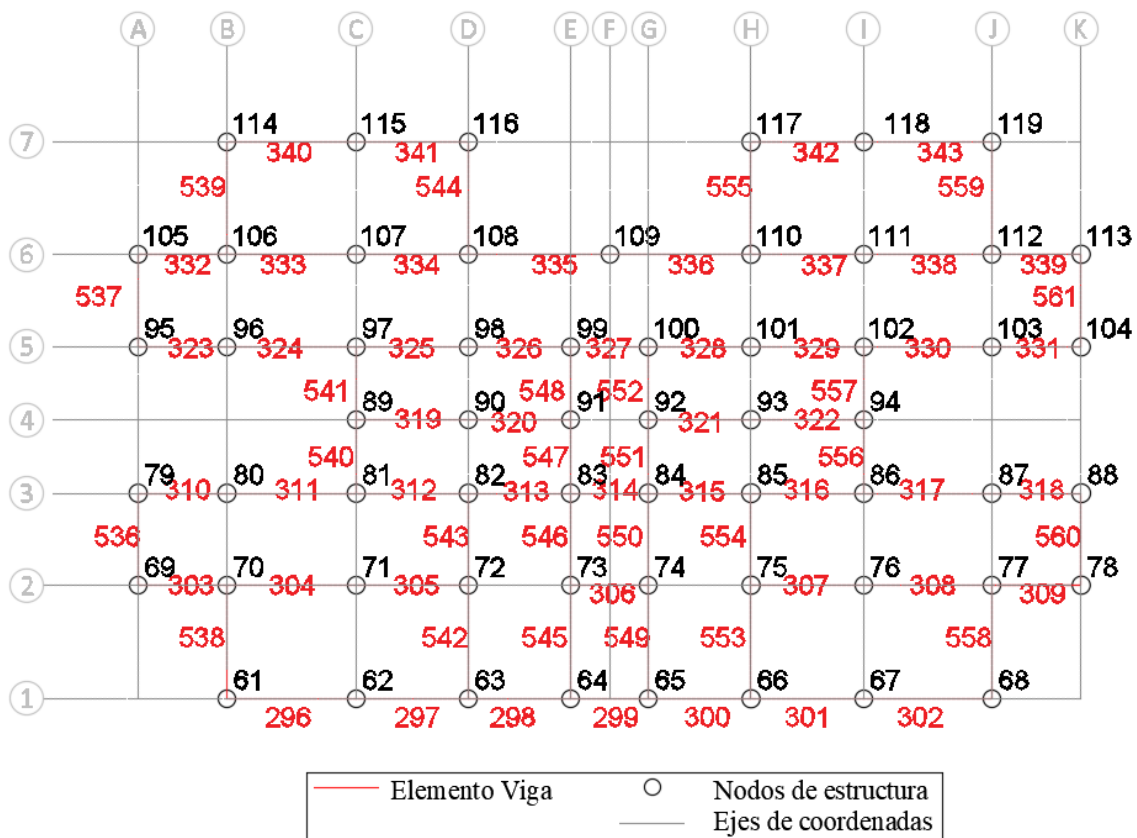


Fig. 17: Asignación de nodos y elementos tipo viga en planta nivel 1 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando

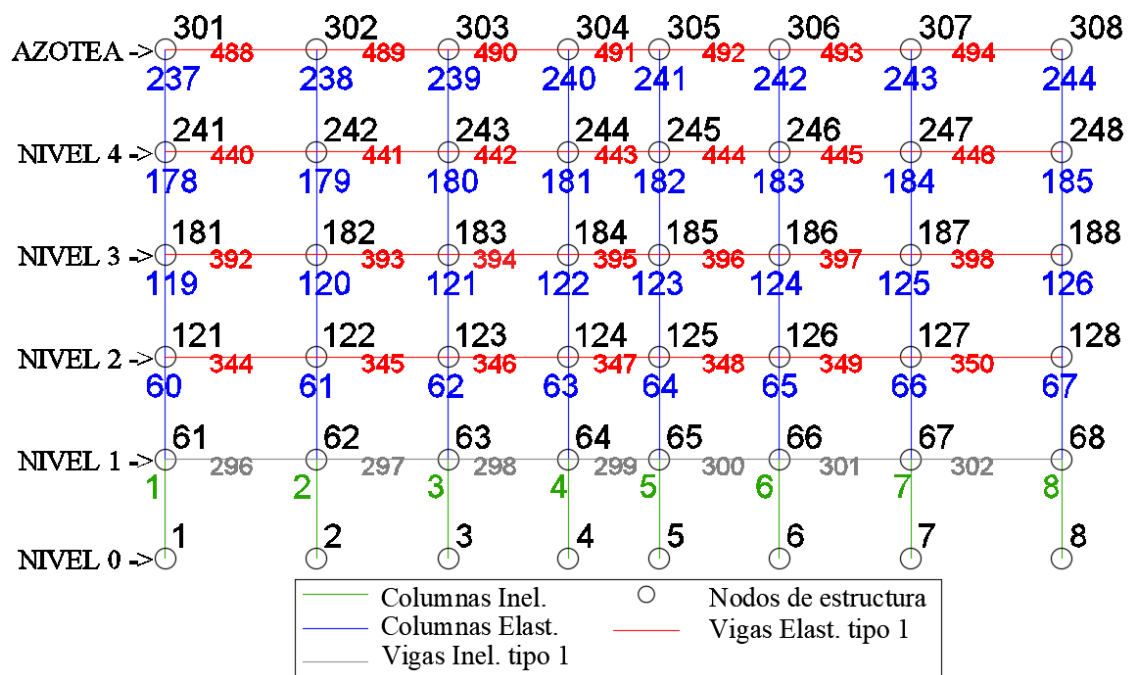


Fig. 18: Nodos y elementos tipo viga y columna en corte transversal, Eje 1, de modelo digital del bloque 11 de San Fernando

El orden de asignación de elementos tipo viga inicia en la coordenada B1 a J1 luego A2 a K2, hasta asignar un número a cada elemento del eje 7, Fig. 17. Una vez que todas las vigas son asignadas en el eje global X, se asignan los elementos en el eje global Y del modelo estructural. Este proceso comienza en la coordenada A2 y concluye en la coordenada K6, Fig. 17. De esta manera se configura la digitalización global de la estructura, tal como se muestra en la Fig. 18 y se la implementa en el Software Ruaumoko, Fig. 19.



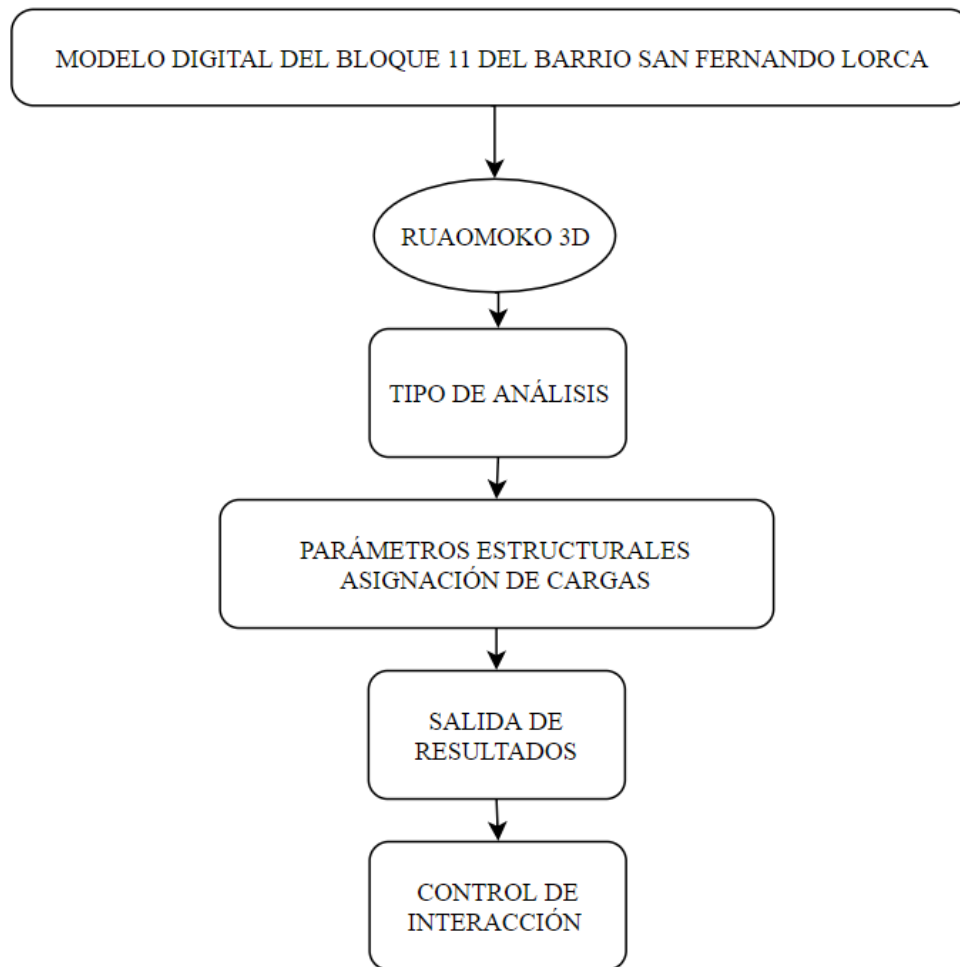


Fig. 20: Diagrama de flujo del procedimiento de análisis para bloque 11 de San Fernando utilizando Ruaumoko 3D (Carr, 2000)

#### 4.3.1 Elementos estructurales tipo miembros

El dimensionamiento de secciones tipo vigas, y columnas se basan en los planos originales del “Proyecto de construcción de 232 viviendas subvencionadas, locales comerciales y urbanización Lorca” (Ministerio de la Vivienda, 1973). En esta sección, además de asignar el dimensionamiento de cada elemento, se describen los parámetros de comportamiento elástico e inelástico utilizados en el cálculo interno del software Ruaumoko 3D. En este apartado, se desarrolla el procedimiento a seguir para la asignación de parámetros a los elementos tipo *Frame* asignado a los tipos de miembros vigas y columnas con comportamiento elástico e inelástico.

#### 4.3.1.1 Elementos Elásticos tipo Columna

Para estos elementos estructurales, se deben asignar 13 parámetros representados de la siguiente manera:

1. *Frame*, tipo de sección selección: Esta sección es válida únicamente para elementos tipo miembros (viga-columna), al implementar muros de mampostería la tipología utilizada es *QUADRILATERAL* (Carr, 2000).
2. *Itype*, tipo de miembro: El primer parámetro de control básicos de sección define si el miembro es de una o dos componentes, también se puede definir si es de hormigón armado o de acero y el tipo de interacción carga momento que se implementa.

Para los elementos tipo columna de comportamiento elástico, se utiliza el parámetro: “*One componente (Giberson) BEAM member*”. El cual es un miembro de un componente de viga tipo Giberson, como se muestra en la Fig. 21.



Fig. 21: Viga de un componente tipo Giberson para un miembro elástico

3. *E*, Modulo Elástico de Young: Este parámetro es definido en los planos originales del Ministerio de la Vivienda y a su vez en la norma MV-101 del Ministerio de la Vivienda de 1962 (Norma MV 101, 1963). En este último determina el peso específico del hormigón  $\gamma$  con un valor de  $23.536 \frac{kN}{m^3}$  y además una resistencia característica,  $f_{ck}$ , de  $1.72 \frac{kN}{cm^2}$ . Con estos valores, y la expresión (35) de la norma EH-73 (Ministerio Obras Publicas, 1973), se determina el Módulo de Elasticidad implementado en el modelo digital.

$$E_c = 19000\sqrt{f_{ck}} \quad (35)$$

$$E_c = 2464.87 \frac{kN}{cm^2} = 2.467 \times 10^7 \frac{kN}{m^2}$$

4.  $G$ , Modulo de elasticidad transversal: Este parámetro se calcula utilizando la expresión (35) y (36), donde se incluye el coeficiente de Poisson de  $\nu=0.2$ , tomado de la norma MV-101 (Norma MV 101, 1963) y la norma EH-73 (Ministerio Obras Publicas, 1973).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (36)$$

$$G = 1.027 \times 10^7 \frac{KN}{m^2}$$

5. Parámetros de geometría: Este parámetro es definido de las secciones de los planos originales (Ministerio de la Vivienda, 1973) y representados en la Tabla 6. Las columnas de comportamiento elástico son utilizadas en niveles 1 a 4, mientras que las columnas de comportamiento inelástico son utilizadas en planta baja y representados en la Tabla 7:

Tabla 6: Parámetros para elementos de comportamiento elástico e inelástico

Parámetros Generales	$f_{ck}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ (C°)			
	1.72	2.35E+01	2.46E+07	0.2	1.03E+07	9.90E-06			
Elementos: <i>Frame</i>	a (m)	b (m)	A (m <sup>2</sup> )	$J_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{zz}$ (m <sup>3</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>3</sup> )	$A_{sz}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{sy}$ (m <sup>2</sup> )	WGT (kN/m)
Col. Elástica	0.25	0.25	6.25E-02	5.50E-04	3.26E-04	3.26E-04	5.21E-02	5.21E-02	1.471
Col. Inelástica	0.30	0.30	9.00E-02	1.14E-03	6.75E-04	6.75E-04	7.50E-02	7.50E-02	2.118
Vig. Elas. Tipo 1	0.25	0.25	6.25E-02	5.50E-04	3.26E-04	3.26E-04	5.21E-02	5.21E-02	1.471
Vig. Elas. Tipo 2	0.25	0.20	5.00E-02	4.20E-04	1.67E-04	2.60E-04	4.17E-02	4.17E-02	1.177
Vig. Inela. Tipo 1	0.25	0.25	6.25E-02	5.50E-04	3.26E-04	3.26E-04	5.21E-02	5.21E-02	1.471
Vig. Inela. Tipo 2	0.25	0.20	5.00E-02	4.20E-04	1.67E-04	2.60E-04	4.17E-02	4.17E-02	1.177



Tabla 7: Secciones de columnas implementadas en modelo digital del bloque 11 del barrio de San Fernando

Elemento tipo	Área	Acero de refuerzo	Acero de estribos	Niveles del bloque 11
Columna Inelástica	30x30	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6 @ 15	Planta Baja
Columna Elástica	25x25	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6 @ 15	1 - 2 - 3 - 4

#### 4.3.1.2 Elementos Inelásticos tipo Columna

Para los elementos tipo columna de comportamiento inelástico, se asignan los primeros 13 parámetros definidos en la Tabla 6 y la Tabla 7. Sin embargo, para establecer el comportamiento inelástico de la sección, adicionalmente se requiere calcular la capacidad ante fuerza axial de compresión y tensión ante ciertos momentos de plastificación, para ser implementarlos al modelo carga axial-momento, propuesto por Tseng (Tseng y Penzien 1975) e incorporado en Ruaumoko (Carr, 2000).

Para los elementos tipo columna de comportamiento inelástico, se utiliza el parámetro: “*Reinforced Concrete BEAM-COLUMN (type 4) member*”; el cual se traduce como: “Miembro de hormigón reforzado viga-columna tipo 4”. Esta tipología es el primer parámetro para cumplir con el modelo de Tseng para representar la superficie de capacidad de la sección (Tseng y Penzien 1975).

Por otro lado, la geometría de la columna inelástica implementada en la planta baja del bloque 11 (Tabla 7), permite calcular diagramas de interacción carga axial (P) vs momento flector (Mn) representados en las Fig. 23 y Fig. 24. Mediante estas figuras, se determina la carga a compresión máxima (PC), la carga a tensión máxima (PT), el momento nominal máximo (MB), el momento de defección puro máximo (MO), el momento máximo nominal en dirección x (MYx) y en dirección y (MYy).

La representación gráfica de estos diagramas fueron realizados mediante el software Section Builder (Computers and Structures Inc., 1995), el cual necesita los parámetros de la Tabla 6 y además incluir la curva esfuerzo-deformación de Mander sin confinamiento (Mander et al., 1989) mostrada en la Fig. 22.

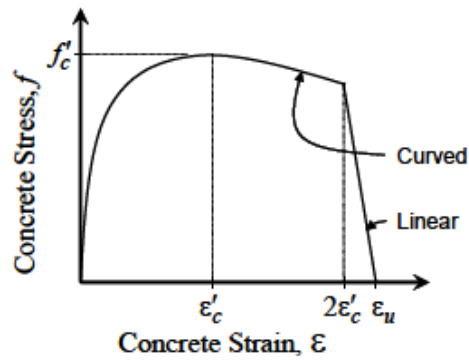


Fig. 22: Curva de concreto esfuerzo deformación de Mander sin confinamiento (Mander et al., 1989)

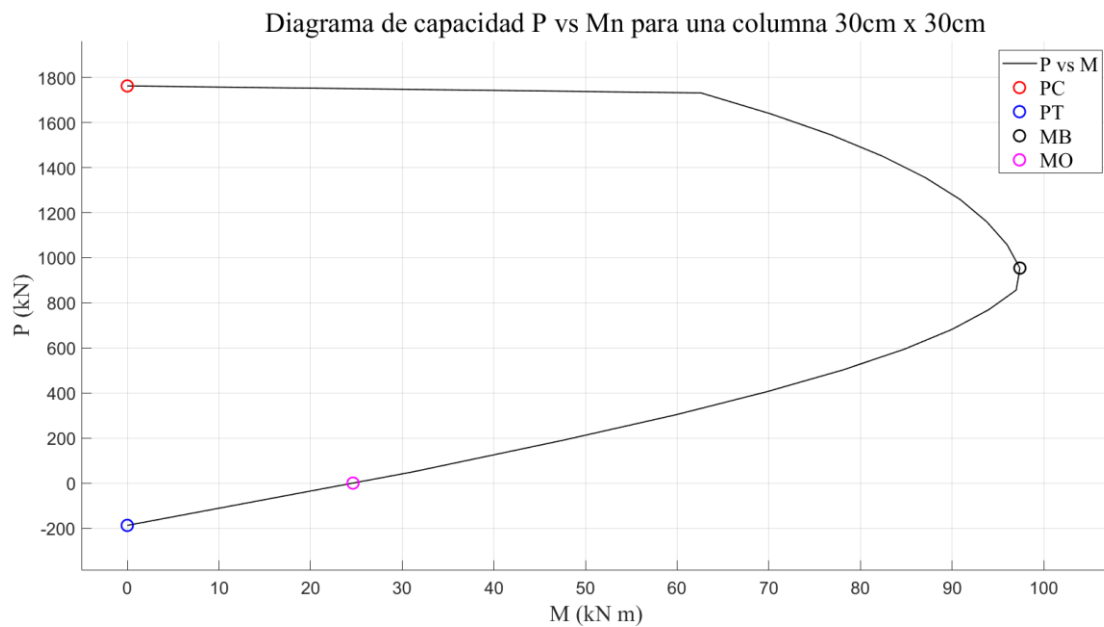


Fig. 23: Diagrama de capacidad P vs  $M_n$  para una columna 30cm x 30cm

Tabla 8: Parámetros obtenidos del diagrama de capacidad P vs  $M_n$  para cada elemento implementado en Ruaumoko

Sección	PC (kN)	PT (kN)	MB (kN m)	MO (kN m)
Columna Inelástica	1762.50	-187.80	97.40	24.63
Viga tipo 1	1272.70	-187.80	60.00	19.90
Viga tipo 2	1050.10	-187.80	39.20	15.27

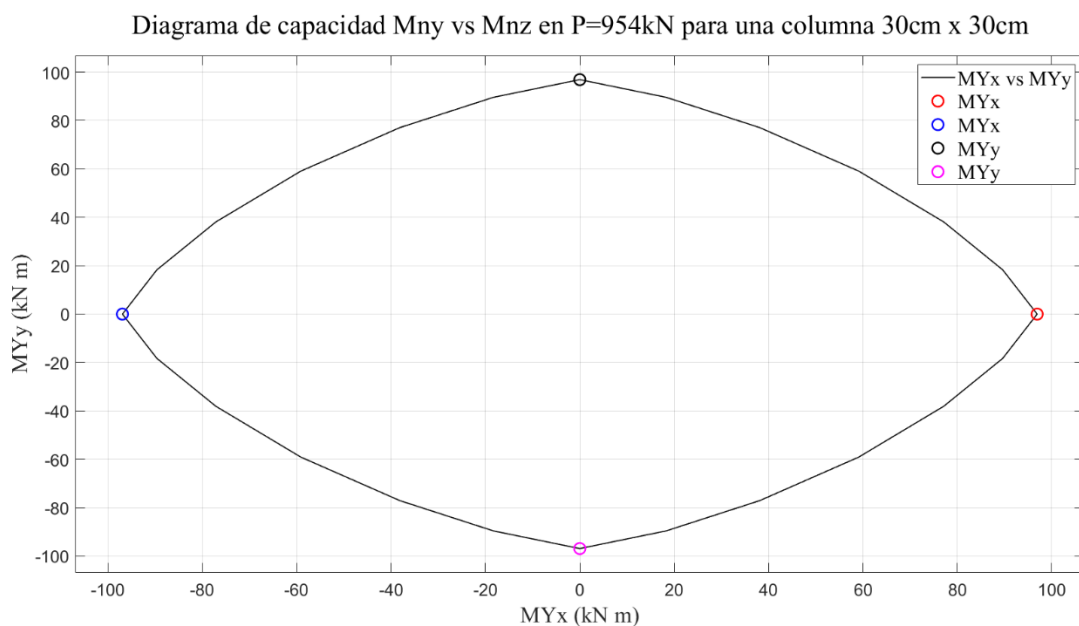


Fig. 24: Diagrama de capacidad  $M_{ny}$  vs  $M_{nz}$  en  $P=954\text{kN}$  para una columna  $30\text{cm} \times 30\text{cm}$

Tabla 9: Parámetros obtenidos del diagrama de capacidad  $M_{ny}$  vs  $M_{nz}$  para cada elemento implementado en Ruaumoko

Sección	$M_{yy} +$ (kN m)	$M_{yy} -$ (kN m)	$M_{yz} +$ (kN m)	$M_{yz} -$ (kN m)
Columna Inelástica	97.40	-97.40	97.40	-97.40
Viga tipo 1	60.40	-60.40	60.40	-60.40
Viga tipo 2	39.20	-39.20	51.70	-51.70

De la Tabla 8 y Tabla 9 además del resumen de los diagramas de capacidad para las columnas de comportamiento inelástico, se presentan las cargas axiales y momentos de los elementos tipo viga 1 y viga 2 presentados en los anexos.

Un análisis de respuesta sísmica inelástica de estructuras requiere de modelos de histéresis capaces de representar la relación resistencia-deformación de un miembro estructural. Para la columna utilizada en este modelo estructural se ha implementado la histéresis modificada de Takeda (Carr, 2000), la cual es la más adecuada para caracterizar el comportamiento de un elemento de hormigón armado. Este parámetro es introducido a Ruaumoko 3D con las siguientes características:

Tabla 10: Parámetros de caracterización de histéresis modificada de Takeda (Carr, 2000)

$\alpha$	$\beta$	NF	KKK
0.25	0.3	1	1

Cada parámetro de la Tabla 10 está estipulado en la histéresis 4 del Apéndice B, los cuales representan lo siguiente:

$\alpha$ : Rigidez de descarga

$\beta$ : Rigidez de recarga

NF: Factor de poder de la rigidez de recarga

KKK: Modelo de descarga según DRAIN-2D (Carr, 2000)

#### 4.3.1.3 Elementos Elásticos tipo Viga

Para definir estos elementos estructurales, se asignan los mismos 13 parámetros de la sección tipo columna para comportamiento elástico, representados en la Tabla 6. También es importante mencionar que existen 2 tipos de vigas, cuyas diferencias se encuentran en el dimensionamiento de sección y el tipo de refuerzo de acero representado en la Tabla 11.

Tabla 11: Secciones tipo viga implementadas en modelo digital del bloque 11 del barrio de San Fernando

Elemento tipo	Área	Acero de refuerzo	Acero de estribos	Niveles del bloque 11
Viga tipo 1	25x25	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6 @ 18	2 - 3 - 4 - 5
Viga tipo 2	20x25	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6 @ 15	2 - 3 - 4 - 5

La distribución de vigas tipo 1 y tipo 2 se representan en la Fig. 25. Esta distribución de elementos es la misma para niveles 2, 3, 4 y 5; para nivel 1 se utiliza la misma distribución, pero con características inelásticas.

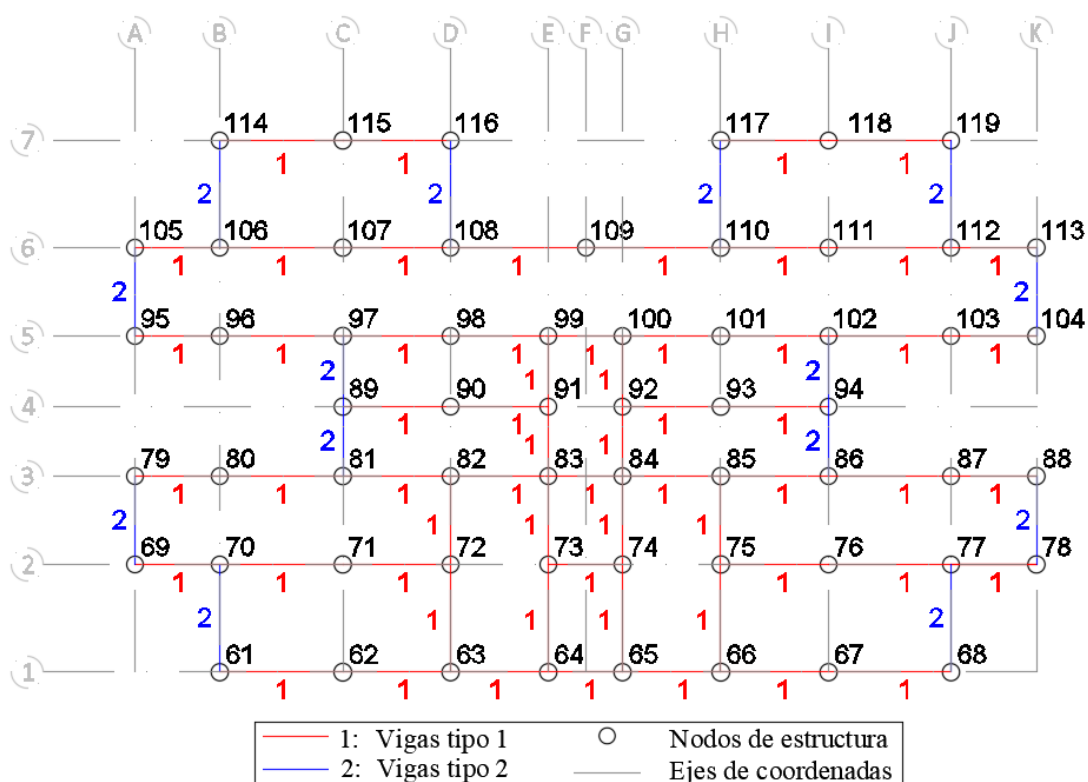


Fig. 25: Asignación de vigas tipo 1 y 2 en planta nivel 1 de modelo digital del bloque 11 de San Fernando

#### 4.3.1.4 Elementos Inelásticos tipo Viga

Para los elementos tipo viga de comportamiento inelástico, se asignan los primeros 13 parámetros de la sección, y además 2 parámetros adicionales que, configuran el comportamiento inelástico de la sección.

El primer parámetro adicional es definir el tipo de miembro como “One component (Giberson) member”, el cual es un miembro de un componente de viga tipo Giberson. Esta tipología permite introducir al programa Ruaumoko parámetros de interacción entre momento en dirección y-y y momento en dirección z-z. En la Fig. 26 se muestra el diagrama de interacción implementado en Ruaumoko 3D (Carr, 2000), el cual utiliza los datos de la Tabla 9 para satisfacer la ecuación (37).

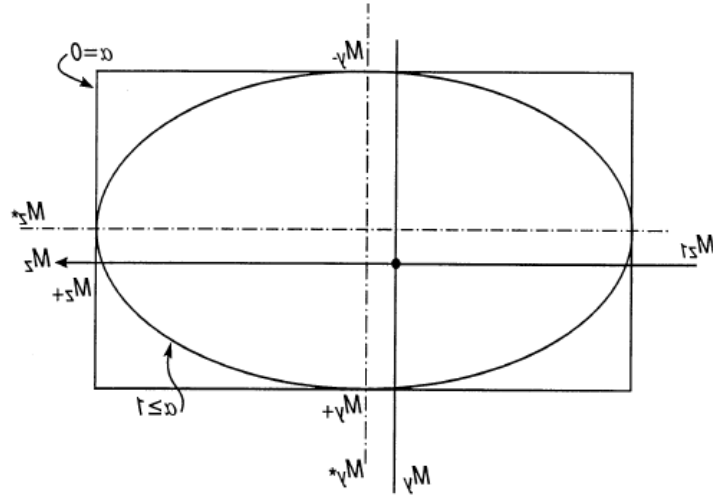


Fig. 26: Diagramas de interacción de momentos flectores entre eje local z-z, y-y

$$\left\{ \frac{Mz^*}{MYz^*} \right\}^{\alpha} + \left\{ \frac{My^*}{MYy^*} \right\}^{\beta} = 1.0 \quad (37)$$

#### 4.3.2 Elementos estructurales tipo panel

Al igual que los elementos tipo viga y tipo columna, en este trabajo se representa cada elemento de mampostería con comportamiento elástico e inelástico, según el manual de Ruaumoko 3D sección 20 y sección 21 (Carr, 2000). Para los elementos tipo panel con comportamiento elástico se asigna tipología “*Quadrilateral*”, mientras que para paneles de comportamiento inelástico se utiliza la tipología “*Panel*”.

##### 4.3.2.1 Elementos Elásticos tipo *Quadrilateral*

Para esta tipología de elementos estructurales de mampostería se deben asignar 11 parámetros que caracterizan la geometría y los materiales del elemento estructural.

El primer parámetro permite al software Ruaumoko caracterizar esta sección como elemento tipo “*Shell*” que asume el plano de esfuerzo y deformación de placa.

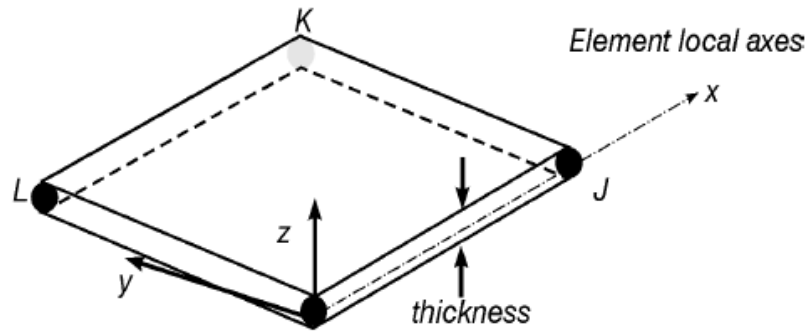


Fig. 27: Miembro de elementos finitos tipo *Quadrilateral*

E, Modulo elástico: Según la tabla 2.4.C “Peso específico de materiales de construcción” de la norma en vigencia MV 101 (Norma MV 101, 1963), se asigna un peso específico al ladrillo hueco utilizado en el bloque 11 de San Fernando:

$$\gamma = 1200 \frac{kg}{m^3} = 11.77 \frac{kN}{m^3}$$

Por otro lado, para determinar el módulo de elasticidad correspondiente de un ladrillo con mortero ordinario, primero se ha determinado la resistencia a compresión estipulado en el apartado 3.6.2.2 del Eurocódigo 6 de proyecto de estructuras de fábrica, como se muestra en la ecuación (38):

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25} \quad (38)$$

Donde:

$f_k$  = resistencia característica de la fábrica

$f_b$  = resistencia normalizada a compresión de la pieza

$$f_b = 75 \frac{Kg}{cm^2} = 7354.98 \frac{kN}{m^2}$$

$f_m$  = resistencia normalizada a compresión del mortero

$$f_m = 25.5 \frac{N}{mm^2} = 25500 \frac{kN}{m^2}$$

$K$  = constante asignada para ladrillo hueco grupo 3.

$$K = 0.40 \left( \frac{N}{mm^2} \right)^{0.10} = 1.82 \left( \frac{kN}{m^2} \right)$$

Implementando los valores de las constantes en la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.:**

$$f_k = 1.82 \left( \frac{kN}{m^2} \right) * 7354.98 \left( \frac{kN}{m^2} \right)^{0.65} * 25500 \left( \frac{kN}{m^2} \right)^{0.25}$$

$$f_k = 7501 \frac{kN}{m^2}$$

Implementando el valor de resistencia característica de la fábrica, se calcula el módulo de elasticidad implementando la ecuación (39) (San Bartolome, 1990) :

$$E_m = 500 f_k \quad (39)$$

$$E_m = 375 \frac{kN}{cm^2} = 3.75 \times 10^6 \frac{kN}{m^2}$$

El modelo estructural consta con paredes de mampostería abiertas a las cuales se han añadido ventanas. Para poder reducir el peso generado por los espacios de ventanales en las paredes de mampostería, se redujo un 30% del peso por unidad de volumen, dichos valores se muestran en la Tabla 12. La distribución de los paneles desde el nivel 1 al nivel 4 se describe en la Fig. 28 , donde se muestra una vista en planta de los muros tipo 1, 2 y los que poseen ventana “V”.

Tabla 12: Tipos de mampostería implementada en modelo estructural del bloque 11 del barrio San Fernando Lorca

Panel Tipo	Espesor (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Tipo 1	0.15	11.7
Tipo 2	0.08	11.7
Ventana (V)	0.15	8.19



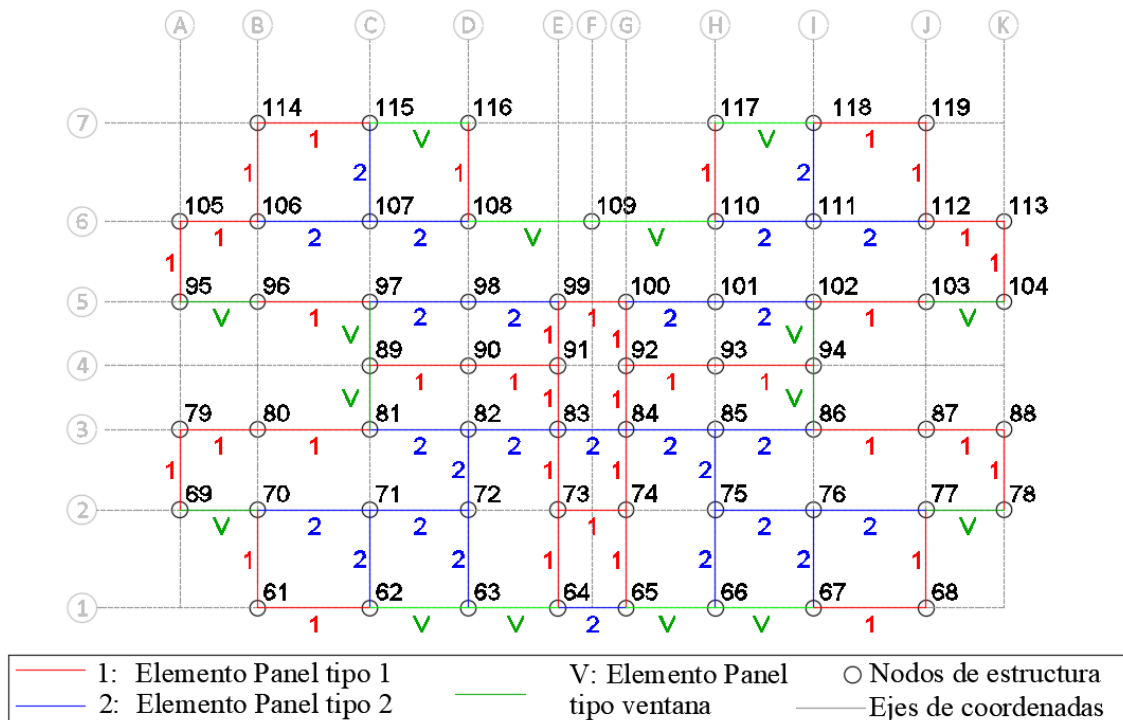


Fig. 28: Vista en planta del nivel 1 del modelo digital del bloque 11 de San Fernando para muros de mampostería tipo 1, 2 y Ventanas

#### 4.3.2.2 Elementos Inelásticos tipo Panel

Para caracterizar el comportamiento inelástico de estos elementos, se asigna la tipología “*Panel*”, el cual permite incluir en el modelo estructural 17 parámetros que caracterizan el comportamiento inelástico de una pared de mampostería basada en la tesis de Crisafulli para comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado utilizando paredes de mampostería (Crisafulli, 1997).

El tipo de sección es el primer parámetro que permite al software Ruaumoko caracterizar cada elemento como panel de mampostería. Los parámetros ingresados al programa Ruaumoko, siguen el esquema estipulado en el manual Ruaumoko 3d sección 21 (Carr, 2000).

La geometría de cada elemento es definida mediante nodos externos e internos del panel de mampostería. Esta metodología se define en la tesis de Crisafulli sección 8 para mecanismos de puntal (Crisafulli, 1997), para caracterizarla es obligatorio definir los siguientes parámetros:

Tabla 13: Parámetros de panel inelástico que satisface la metodología de Crisafulli

Tipos de Panel	$\lambda_z$	h (m)	e (m)	hm (m)	Ec (kN/m <sup>2</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>3</sup> )	Em (kN/m <sup>2</sup> )
Inelástico	7.60	2.65	0.15	2.525	2.46E+07	6.75E-04	3.75E+06

Tipos de Panel	$\theta$ (o)	sin 2 $\theta$	z (m)	hz/2 (m)	hz/3 (m)	hz prom (m)
Inelástico	41	0.99	0.55	0.27	0.18	0.23

Donde:

hz: Separación vertical entre puntales Fig. 30: Esta separación depende de los parámetros utilizados en las ecuaciones (40), (41) y (42):

$$hz = \text{promedio entre } \frac{hz}{2} \text{ y } \frac{hz}{3} \quad (40)$$

$$hz = \frac{\pi h}{2\lambda_z} \quad (41)$$

$$\lambda_z = h \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m}} \quad (42)$$

h: Altura de entrepiso representado en Fig. 31

hm: Altura efectiva

$\lambda_z$ : Rigidez relativa

z: Separación entre nodo y extremo de diagonal efectiva representada en Fig. 31

$\theta$ : Angulo de inclinación de diagonal equivalente Fig. 31

Adicionalmente, el modelo de panel inelástico propuesto por Crisafulli (1997), depende de la definición entre nodos externos y nodos internos del elemento, como se muestra en la Fig. 30:

Tabla 14: Distancia desde nodos externos para definir nodos internos del elemento tipo panel bloque 11 del barrio San Fernando Lorca según modelo de Crisafulli

Parámetro	Distancia (m)
X01	0.15
Y01	0.00
X02	-0.15
Y02	0.00
X03	-0.15
Y03	-0.15
X04	0.15
Y04	-0.15

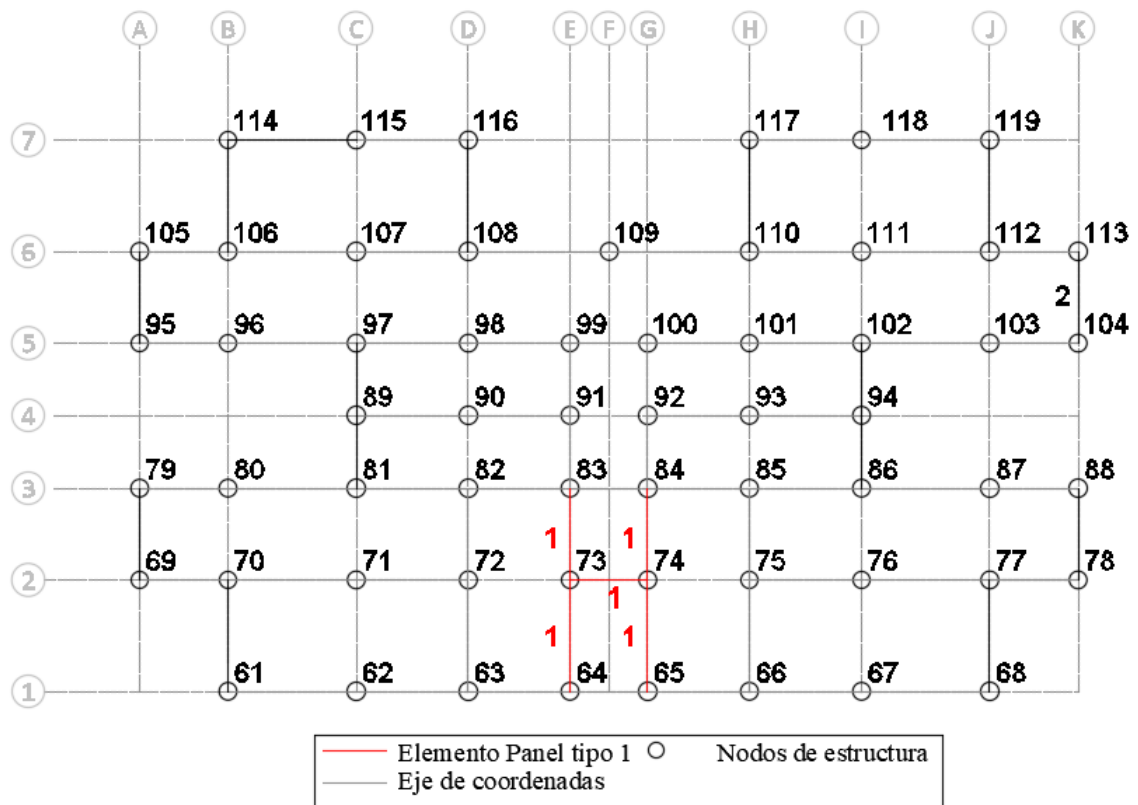


Fig. 29: Vista en planta del nivel 1 de paneles inelásticos del modelo digital del bloque 11 de San Fernando

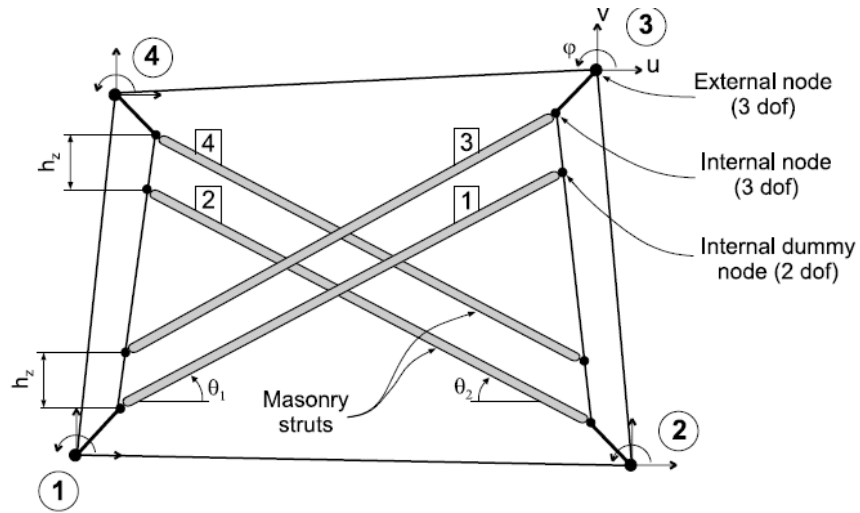


Fig. 30: Mecanismo de funcionamiento de paneles inelásticos propuesto por Crisafulli 1997 e implementado en Ruaumoko 3d 2002 (Crisafulli, 1997)

Tabla 15: Parámetros geométricos para panel inelástico (Crisafulli, 1997)

lado a (m)	altura b (m)	$d_m$ (m)	w (m)	t (m)	Área (m <sup>2</sup> )
3.54	2.65	4.11	1.03	0.15	0.077

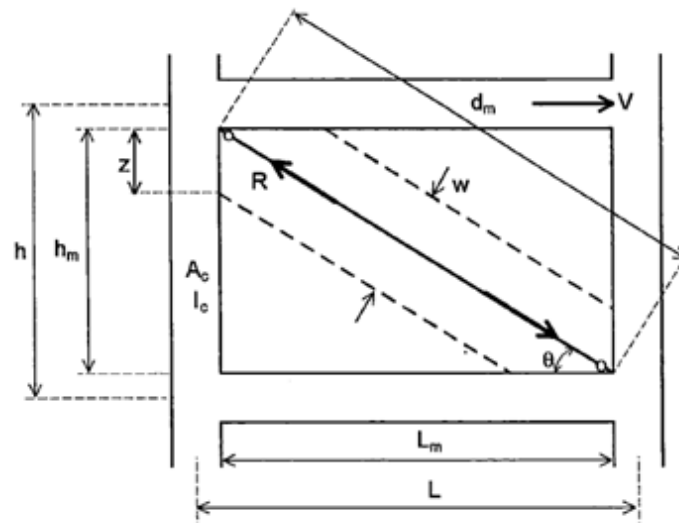


Fig. 31: Descripción de parámetros de geometría para panel inelástico (Crisafulli, 1997)

Por otra parte, se definen los parámetros de materiales utilizados en el panel de mampostería para el comportamiento inelástico requeridos en la tesis de Crisafulli (1997).

Tabla 16: Parámetros de materiales para mampostería de comportamiento inelástico

To (kN/m <sup>2</sup> )	Mu	Tmax (kN/m <sup>2</sup> )	SSF	KTF	Em (kN/m <sup>2</sup> )	PR
300	0.52	1000	1.5	0.667	3.75 E+06	0.2

Donde:

To: Resistencia de unión al corte

Mu: Coeficiente de fricción

Tmax: Máximo esfuerzo de corte

SSF: Factor de esfuerzo cortante

KTF: Factor de rigidez de cizalla

Em: Módulo elástico de mampostería

PR: Coeficiente de Poisson

#### 4.4 Hipótesis de carga

Las cargas implementadas en este modelo estructural están divididas en cargas muertas y cargas de ocupación tipo vivienda. Se utilizarán las definidas en de la norma MV-101 (Norma MV 101, 1963) y EH-73 (Ministerio Obras Publicas, 1973), debido a la edad de la estructura.

##### 4.4.1 Carga muerta

La carga muerta implementada en el software Ruaumoko es adicional a los elementos tipo viga-columna y panel definidos en la sección 1.3. Estas cargas adicionales se basan en la losa aligerada de hormigón armado implementada en la construcción del bloque 11 de San Fernando, y se representa en la Fig. 32, la cual es el resumen de la norma MV-101 capítulo 2 (Norma MV 101, 1963):

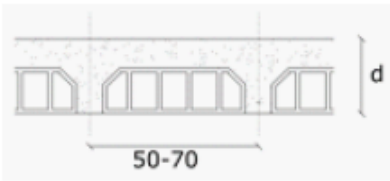
Losa aligerada de hormigón armado	Bloque, t (cm)	Canto d (cm)
	Cerámico t=3	15
		20
		25
	Cerámico t=5	15
		20
		25
	De mortero t=3	15
		20
		25
	De mortero t=5	15
		20
		25

Fig. 32: Parámetros establecidos en la norma MV-101 (Norma MV 101, 1963) para losa aligerada de hormigón armado

Implementando los valores de losa aligerada de hormigón armado para bloque de mortero t=5 cm con canto de 25 cm, se asigna un peso de  $290 \frac{kg}{m^2}$ . Por otra parte, la normativa MV-101 de 1962 menciona la implementación de los pesos y sobrecargas en la Tabla 17 para el modelo implementado.

Tabla 17: Parámetros de carga muerta implementados para cada nivel del modelo estructural.

Nivel	CM Azotea	CM Planta tipo
Azotea	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
Losa aligerada hormigón armado	290	290
Terminados	100	80
Total	390	370

#### 4.4.2 Carga viva

Las sobrecargas (carga viva) implementadas en el modelo estructural, se definen en la Tabla 18 los valores establecidos en el capítulo 3, tabla 3.1 de la norma MV-101 (Norma MV 101, 1963).

Tabla 18: Parámetros de carga viva implementados para cada nivel del modelo estructural

Nivel	CV (kN/m <sup>2</sup> )
Azotea	200
Planta Tipo	100

Para poder implementar el peso correspondiente a cada nivel, se implementan las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 19: Resumen de cargas implementadas para cada nivel del modelo estructural

Nivel	Área (m <sup>2</sup> )	CM (kg/m <sup>2</sup> )	CV (kg/m <sup>2</sup> )	CM+CV (kg)	1.2CM+0.5CV (kg)
Azotea	384.49	390	200	226849.1	218390.32
4	384.49	370	100	180710.3	189938.06
3	384.49	370	100	180710.3	189938.06
2	384.49	370	100	180710.3	189938.06
1	384.49	370	100	180710.3	189938.06
Total				955374.3	980984.56

La implementación del peso total de cada nivel, se ingresa al centro de masa de cada nivel del bloque 11 de San Fernando especificado en la.

Tabla 20.

Tabla 20: Resumen de cargas implementadas en modelo digital de Ruaumoko 3D para cada centro de masa de cada nivel

Nodo	WX (kN)	WY (kN)	WZ (kN)	MZ (kN)
60	0.01	0.01	0.01	0.01
120	1862.69	1862.69	1862.69	153310.13
180	1862.69	1862.69	1862.69	153310.13
240	1862.69	1862.69	1862.69	153310.13
300	1862.69	1862.69	1862.69	153310.13
360	2141.71	2141.71	2141.71	176275.55

Para poder ingresar el peso que actúa en rotación con respecto al eje de coordenadas globales Z, se calcula las coordenadas de radio de giro (43) y se representa en la Fig. 33.

$$M_z = W_z * (X_{GIRO}^2 + Y_{GIRO}^2) \quad (43)$$

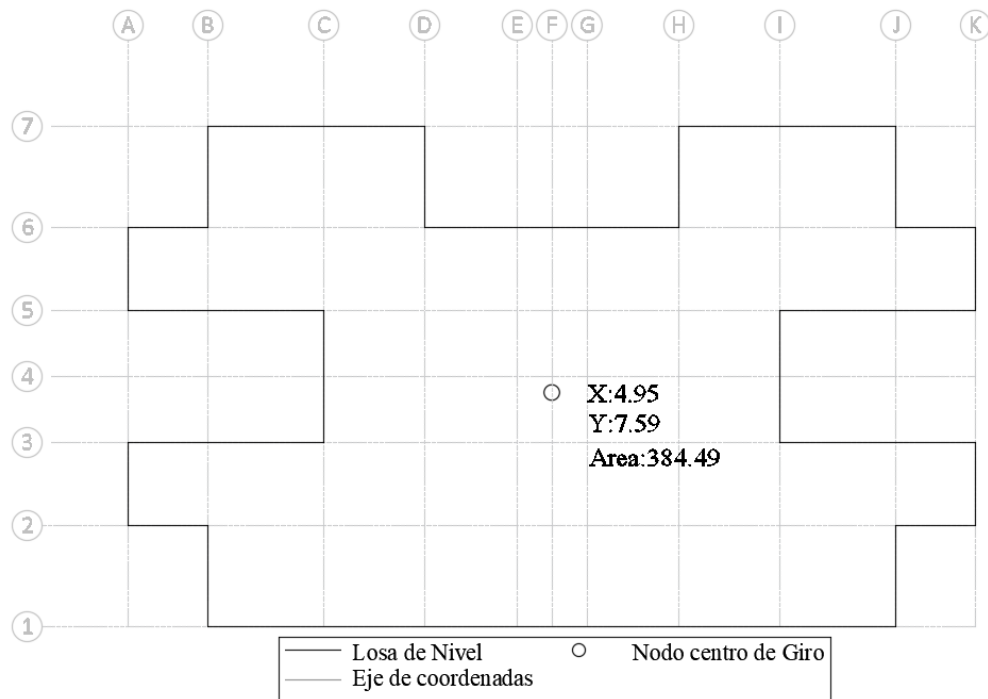


Fig. 33: Representación de coordenadas de radio de giro y área total de nivel con respecto al centro de gravedad



## **5. Análisis y resultados**

### **5.1 Introducción**

Una vez realizado el análisis modal para el modelo estructural del bloque 11 del barrio de San Fernando, se determinó el periodo fundamental de  $T=0.53s$ , el cual es el primer dato de referencia para ser relacionado con los espectros de respuesta de diseño de la Fig. 6, los espectros de respuesta ajustados de las Fig. 7 y Fig. 8, y relacionarlo con el espectro de energía de la Fig. 9.

Al ejecutar el Software Ruaumoko 3D para cada análisis dinámico no lineal realizado, se obtuvieron resultados de índice de daño por deformación y por energía. Estos resultados son comparados con los acelerogramas ajustados al mismo espectro de diseño, lo que permite evidenciar la influencia de las características de cada acelerograma, como su duración e intensidad, con el daño calculado.

Adicionalmente, para sugerir e innovar nuevas metodologías de diseño, así como de la caracterización del comportamiento dinámico de las estructuras, se calculan los espectros de energía. Al comparar los resultados de duración, intensidad y daño, con la energía del espectro de energía para cada acelerograma ajustado, se concluye que el uso de los espectros de energía induce a un mejor modelo del daño esperado que únicamente el espectro de respuesta de aceleración.

### **5.2 Análisis de acelerogramas**

#### **5.2.1 Duración fuerte del movimiento del suelo**

El primer análisis que se realizó es la determinación de la duración fuerte del movimiento del suelo mediante la intensidad de Arias (34), basado en la energía liberada por la entrada de movimiento del suelo. Además, en la Fig. 34 se presenta la duración significativa, la cual representa el 90% de energía de descarga del registro de aceleración, comprendida entre el 5% y el 95% del tiempo de duración total (Housner, 1956), para cada aceleración de la Tabla 2 utilizada. Es importante mencionar que en este estudio se optó por utilizar únicamente los tipos de suelo A (roca), y suelo D (Suelo blando), para contrarrestar resultados. Para complementar el análisis, en los anexos se presenta el resultado de la duración significativa para cada tipo de suelo del Eurocódigo (EC8, 2004).

Tabla 21: Acelerogramas ajustados al espectro de diseño del Eurocódigo (EC8, 2004)

Característica	Espectro de diseño	Lorca	Hawái	Taiwán	Tohoku
Duración significativa 5-95% (s)	tipo 1 suelo A	3.660	26.890	20.490	86.650
	tipo 2 suelo A	4.415	19.785	20.090	84.940
	tipo 1 suelo D	1.790	38.605	24.260	88.450
	tipo 2 suelo D	4.020	21.700	20.020	86.390
Intensidad Arias (m/s)	tipo 1 suelo A	0.065	0.210	0.260	0.584
	tipo 2 suelo A	0.074	0.231	0.238	0.469
	tipo 1 suelo D	0.159	0.477	0.631	1.493
	tipo 2 suelo D	0.217	0.686	0.771	1.655

De los resultados mostrados en la Tabla 21 e ilustrados en la Fig. 34, se observa que a pesar de ajustar el espectro de respuesta de cada acelerograma de la Tabla 2 como se aprecia en las Fig. 7 y Fig. 8, la duración significativa de la fuerza de destrucción del terremoto, así como su intensidad, son características de gran incertidumbre para la norma sísmica utilizada.

Al analizar la Fig. 34 y los resultados de la Tabla 21, se puede destacar lo siguiente respecto al ajuste espectral:

- La intensidad de Arias, de los registros ajustados, incrementa en relación a la duración significativa
- Se aprecia que, para registros de corta duración, la influencia del tipo de suelo es poco evidente. Sin embargo, para registros de larga duración, la duración significativa para tipos de suelo blandos aumenta.
- Se distingue que, a pesar de comparar registros de similares características en duración e intensidad (Taiwán y Hawái), el incremento de duración significativa para el registro de Hawái crece abruptamente para el tipo de suelos blandos. No obstante, la intensidad de Arias, crece de manera proporcional para cada análisis realizado.
- En general, la intensidad de Arias aumenta para tipos de suelos blandos, así como también para los espectros de diseño tipo 2.

Para poder observar la variación de intensidad de Arias, acorde con la duración significativa, en las Fig. 35, Fig. 36 y Fig. 37 se expone el ajuste lineal realizado y se detalla la ecuación utilizada.

Tabla 22: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar intensidad de Arias (1970) y duración significativa 5-95%

$y = mx + b$	$mx$	$b$	$R^2$
Espectro de diseño tipo 1 A	0.00593	0.0756	0.9609
Espectro de diseño tipo 2 A	0.00436	0.1122	0.9233
Espectro de diseño tipo 1 D	0.01490	0.1182	0.9250
Espectro de diseño tipo 2 D	0.01610	0.2998	0.9569

De la Tabla 22 se destaca que, para los espectros de respuesta ajustados el espectro de diseño tipo 1 de suelo D, el ajuste lineal refleja una tendencia de crecimiento en intensidad de Arias con una pendiente mucho mayor que, para los espectros de respuesta ajustados el espectro de diseño tipo 1 de suelo A.

### 5.2.2 Análisis de energía de entrada

Los espectros de energía más relevantes son los de energía de entrada y los de histéresis ya que son los que se relacionan con la demanda de energía que impone el sismo a la estructura y con el daño que esta puede sufrir (Huerta Garnica y Reinoso Angulo, 2002).

En este apartado se analiza la energía emitida por cada registro de aceleración utilizada de la Tabla 2, además se representa el contraste que existe entre cada espectro de energía generado, a pesar de ser ajustados al espectro de diseño. En la Fig. 38 se desarrolla el espectro de energía para cada registro de aceleración ajusta al espectro de diseño tipo 1, tipo 2 y suelos A y D;

Para lograr una comparación más detallada del espectro de energía con el modelo estructural desarrollado en este trabajo, se registraron en la Tabla 23, los valores de velocidad equivalente para un periodo de 0.53 (s) (periodo de la estructura). Los resultados muestran que la energía de entrada aumenta al comparar entre suelos tipo roca

y suelos blandos. También se puede distinguir la diferencia que existe entre la energía de entrada para una acelerograma de corta duración (Lorca) y de larga duración (Tohoku), la energía de entrada siempre es mayor para registros de larga duración significativa. Esta relación enfatiza el hecho que, al momento de basar el cálculo dinámico en 3 acelerogramas, tal como lo permite el Eurocódigo (EC8, 2004), los registros a utilizar deberían ser afines en su duración significativa, así como en la energía de descarga.

Tabla 23: Velocidad Equivalente (g s) del Espectro de Energía con 5% de amortiguamiento

Espectro de diseño aceleración (EC8, 2004)	Lorca	Hawái	Taiwán	Tohoku
tipo 1 suelo A	0.0738	0.0765	0.1466	0.2063
tipo 2 suelo A	0.0507	0.0507	0.0955	0.1352
tipo 1 suelo D	0.1165	0.1272	0.2182	0.3900
tipo 2 suelo D	0.1065	0.1059	0.1998	0.2932

Por otra parte, de las Fig. 39 Fig. 40 , se aprecia de forma gráfica, la influencia de la duración significativa en la energía de entrada. Se puede destacar que, el ajuste lineal realizado, representa una tendencia creciente de energía de entrada para suelos tipo D que para suelos tipo A. Las ecuaciones de la Tabla 24, muestran una pendiente de crecimiento mayor para los registros ajustados al tipo de suelo D que para el tipo A.

Tabla 24: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar Energía de entrada en términos de Velocidad equivalente (g s) y duración significativa 5-95% (s) para el periodo del bloque 11 de San Fernando de T=0.53 (s)

y= mx + b	mx	b	R <sup>2</sup>
Espectro de energía tipo 1 A	0.0015	0.0742	0.7326
Espectro de energía tipo 2 A	0.001013	0.0503	0.7942
Espectro de energía tipo 1 D	0.003042	0.0966	0.7788
Espectro de energía tipo 2 D	0.002196	0.1038	0.7995

Finalmente, se puede concretar que, tanto la intensidad de Arias como la energía de entrada, aumentan de forma proporcional a la duración significativa. El siguiente apartado

compara el índice de daño determinado por deformación y por energía y se compara con los resultados de las características de los acelerogramas ajustados de las Fig. 7 y Fig. 8. Con este último análisis se comparan todos los cálculos y procedimientos realizados en este trabajo, de esta manera, se enfatiza la necesidad de nuevas metodologías para escoger acelerogramas y aplicarlos al cálculo dinámico no lineal de las estructuras.

Comparación de descarga de energía implementando intensidad de Arias (1970) para señales de Lorca, Hawai, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 y Tipo 2

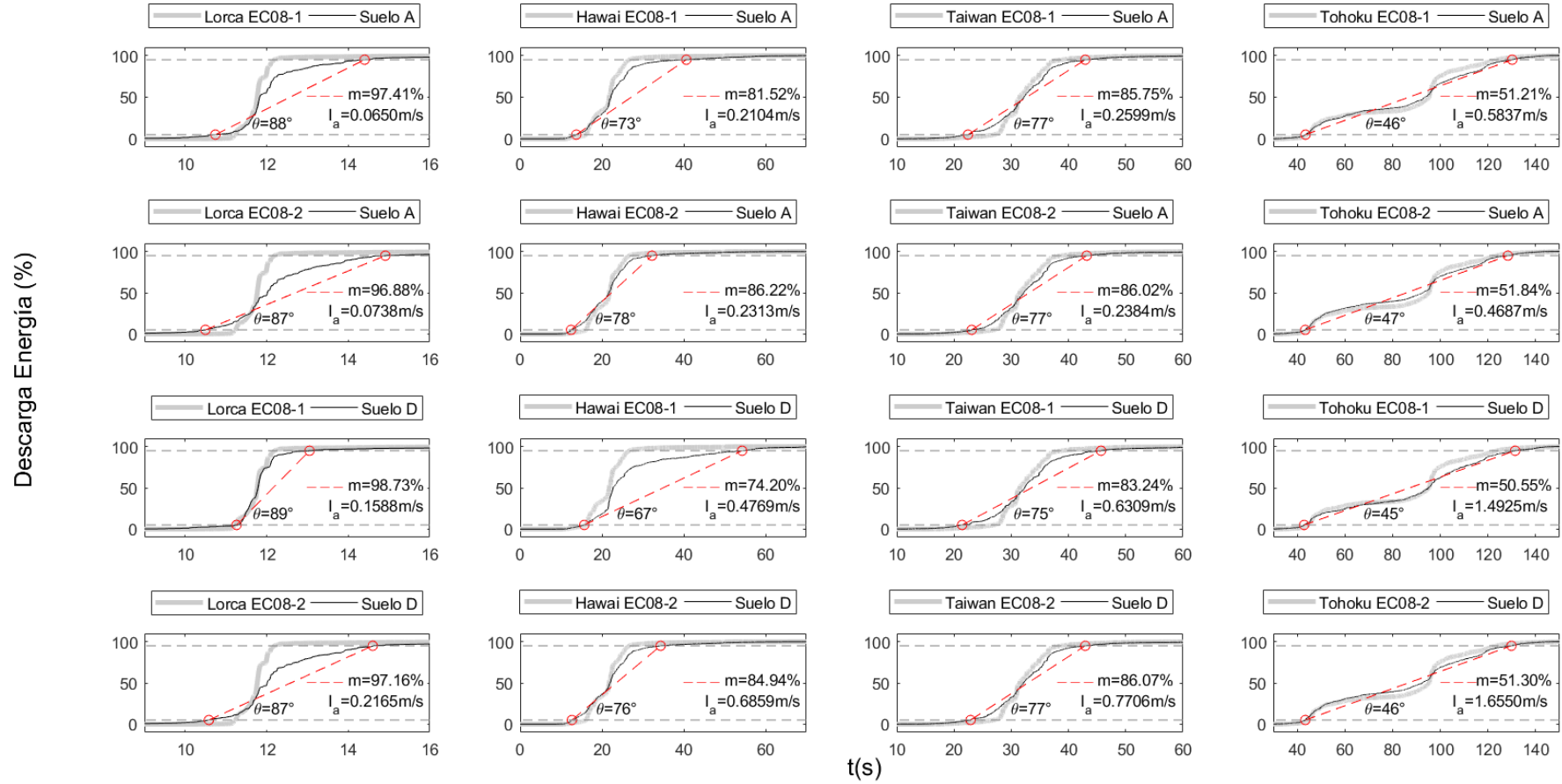


Fig. 34: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC8 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D

Comparación entre duración significativa 5% y 95% y la intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawai, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 y Tipo 2

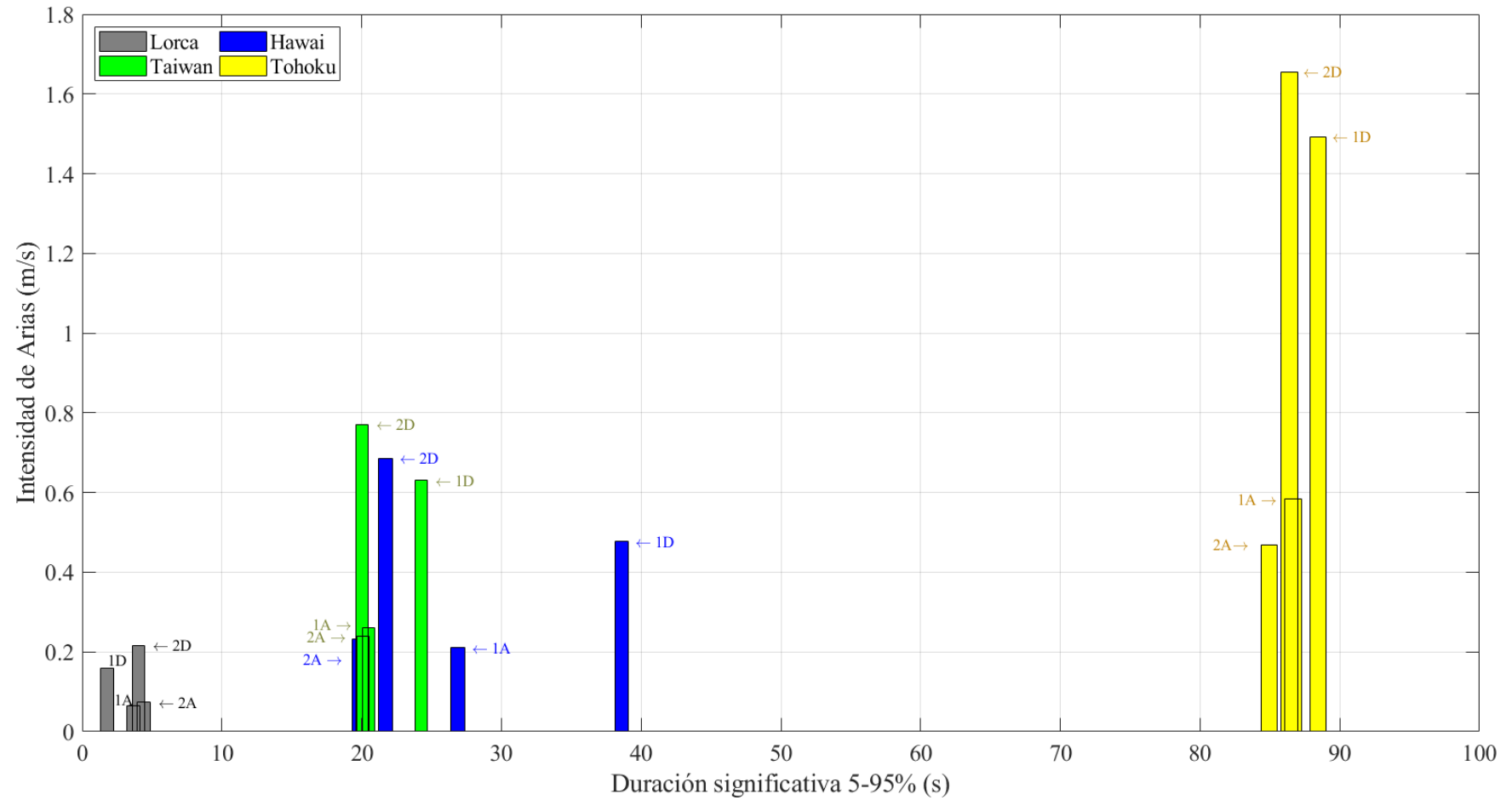


Fig. 35: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D

Comparación entre duración significativa 5% y 95% y la intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 Suelos A y D

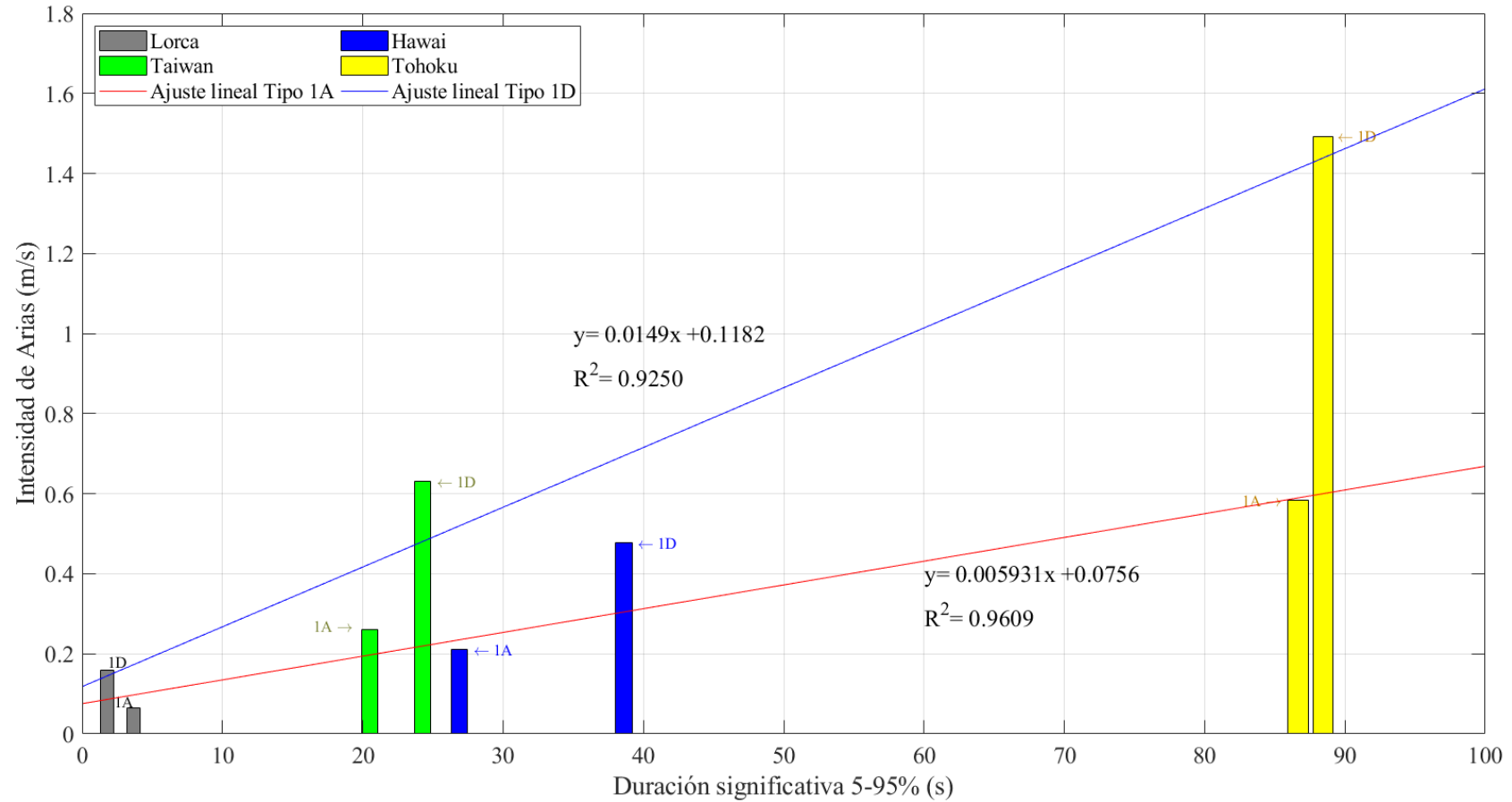


Fig. 36: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D



Comparación entre duración significativa 5% y 95% y la intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawai, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 2 Suelos A y D

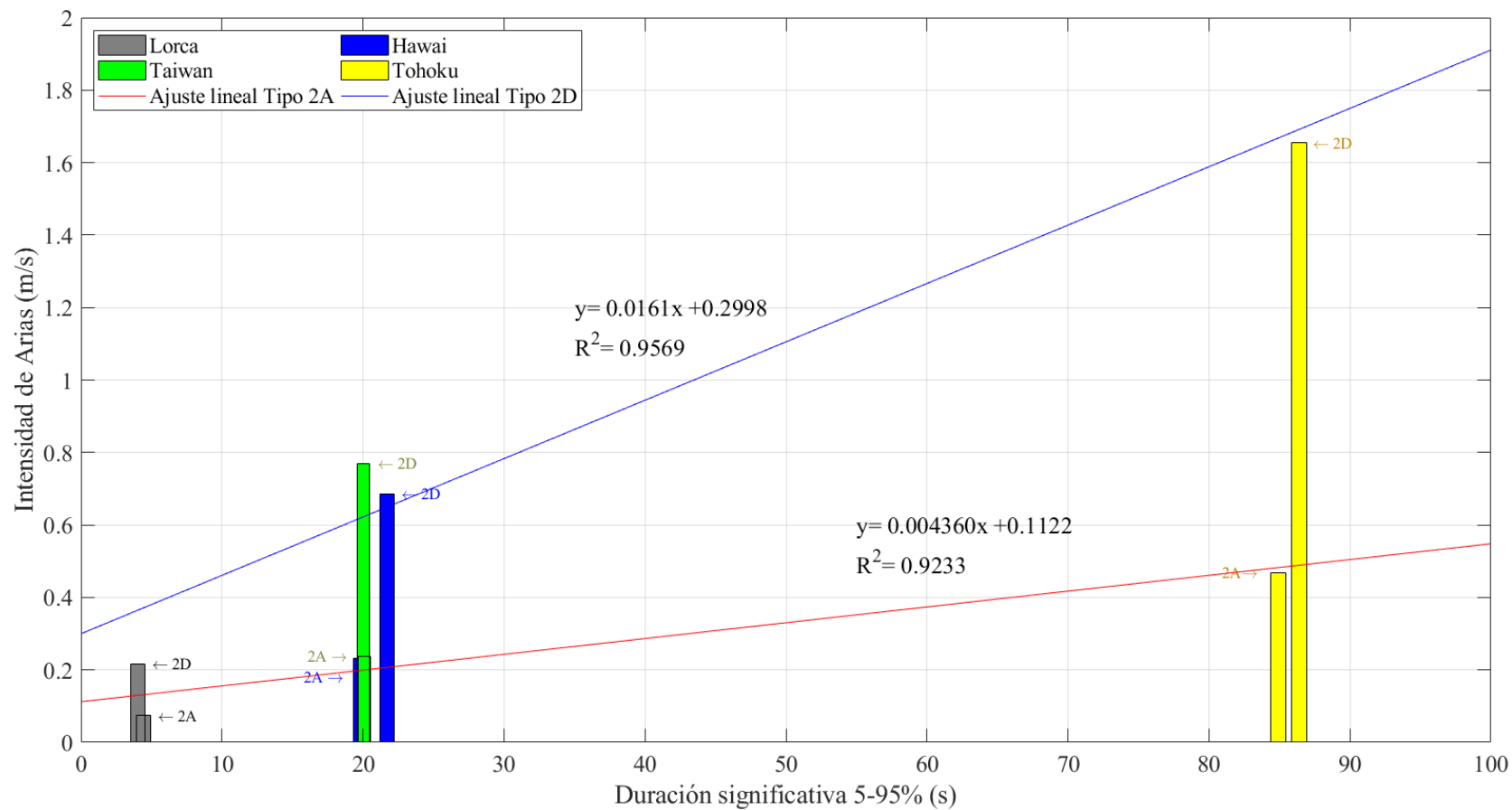


Fig. 37: Comparación entre Intensidad de Arias y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D

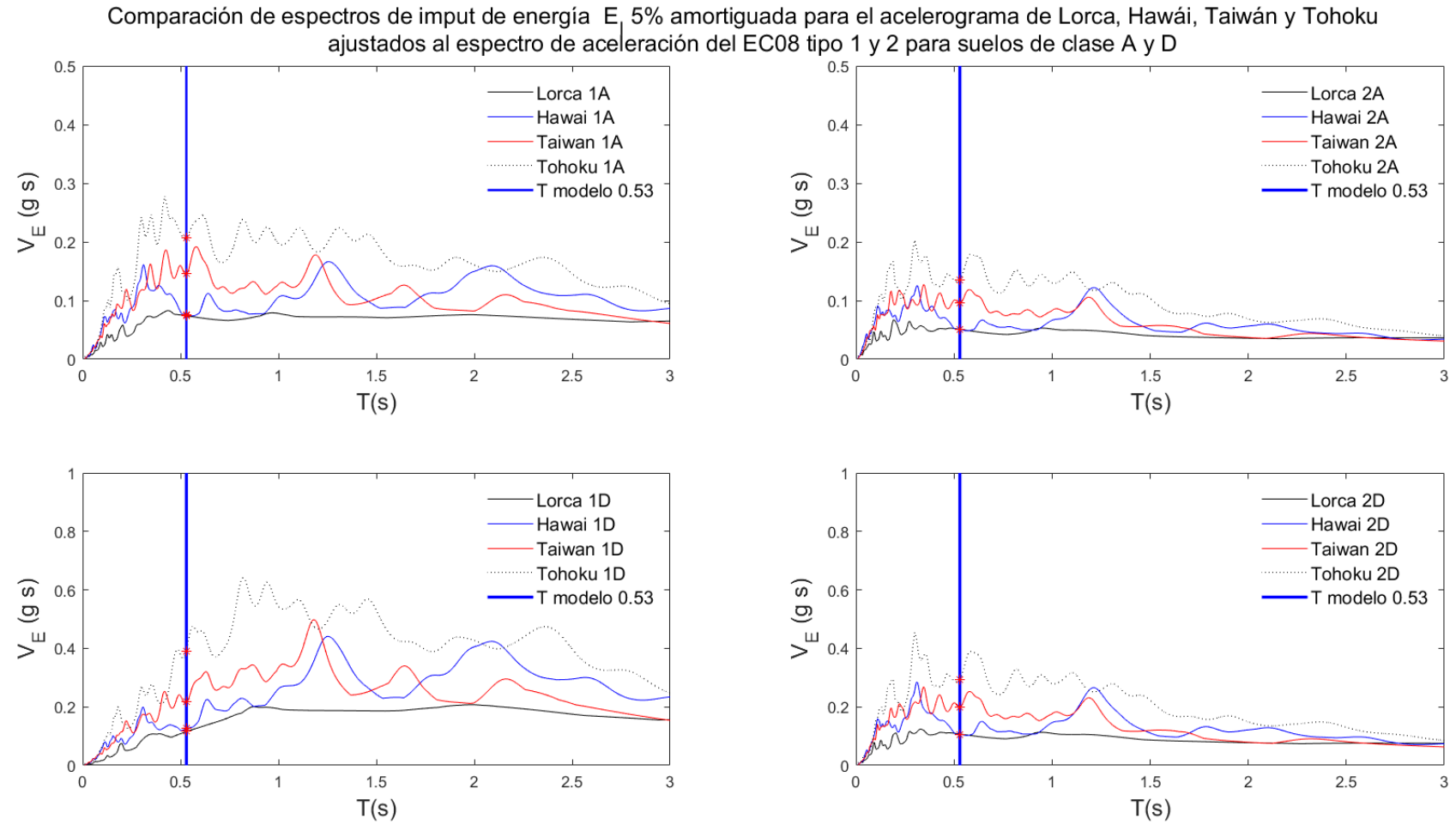


Fig. 38: Comparación entre espectros de input de energía en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 de suelos A y D y Periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

Comparación entre duración significativa 5% y 95% y Energía ( $V_E$ ) entre señales: Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 Suelo A y D para  $T=0.53(s)$

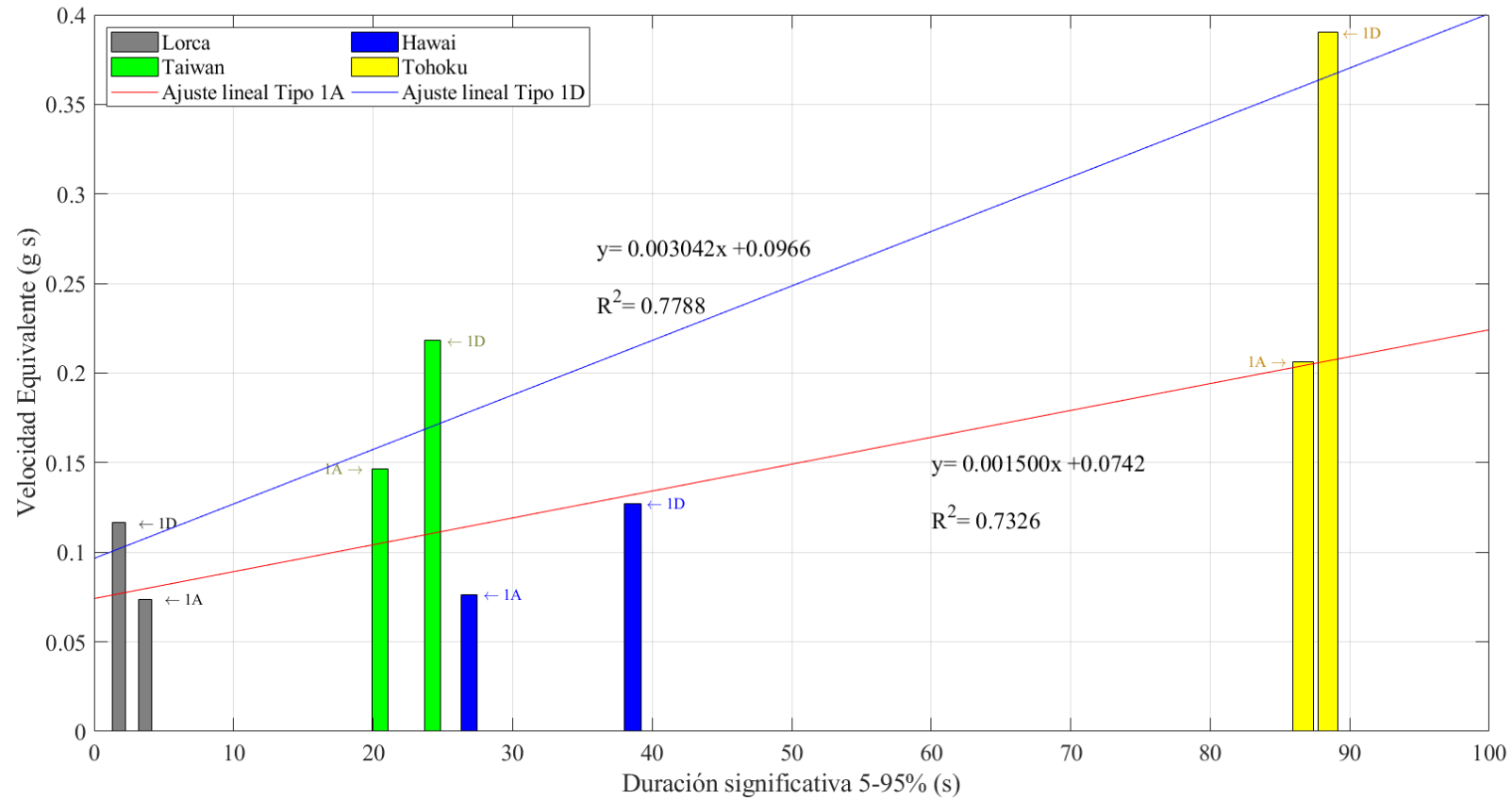


Fig. 39: Comparación entre duración significativa 5-95% y energía de entrada en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

Comparación entre duración significativa 5% y 95% y Energía ( $V_E$ ) entre señales: Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 2 Suelo A y D para  $T=0.53(s)$

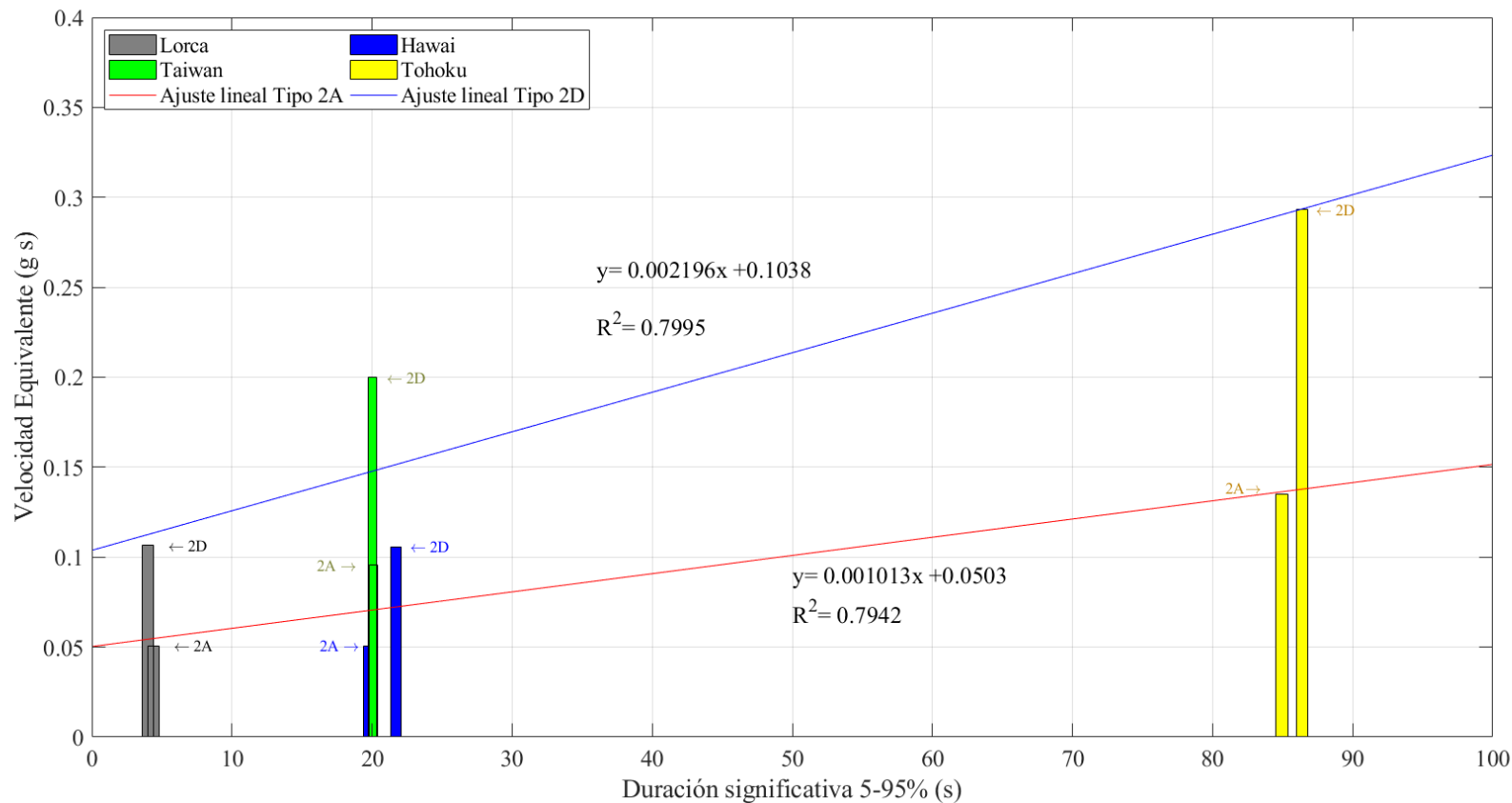


Fig. 40: Comparación entre duración significativa 5-95% y energía de entrada en términos Velocidad Equivalente (g s) entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para periodo del modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

### **5.3 Análisis de índice de daño para el caso de estudio**

#### **5.3.1 Resultados entre índice de daño e intensidad de Arias**

El primer análisis es la comparación entre Intensidad de Arias e índice de daño, posteriormente se relaciona la duración significativa y se completa el análisis con la comparación del daño con la energía de entrada.

Los resultados mostrados en las Fig. 41, Fig. 42 y Fig. 43 permiten representar de forma gráfica la tendencia de crecimiento del índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang 1985) al compararlo con la intensidad de Arias. Los resultados muestran lo siguiente:

- En general a mayor intensidad de Arias, mayor es el índice de daño ya sea por deformación y/o por energía.
- El incremento de la parte energética y por deformación del índice de daño de Park y Ang (1985) es diferente. Los acelerogramas ajustados al espectro de diseño tipo 1 suelo A muestran una mayor tendencia de crecimiento de índice de daño por energía que por deformación. Se puede ver que, a pesar de que existe un incremento de intensidad de Arias, el índice por deformación no varía tanto como el índice por energía. Esto indica que la parte energética, calculada con la histéresis de Takeda (Carr, 2000), depende de la duración del acelerograma impuesto. A mayor duración e intensidad, mayor número de ciclos de carga y descarga para el modelo de histéresis utilizado.
- Para el caso de los acelerogramas ajustados al espectro de diseño tipo 2 suelo A, el ajuste muestra una pendiente con mayor crecimiento que para los tipos 1. Esto podría deberse a la diferencia en intensidad de Arias para los espectros tipo 2 de suelo A, es menor que la del tipo 1 y de suelo blando.
- Por otro lado, los espectros ajustados a los espectros de suelo blando, presentan un ajuste más similar para los de tipo 1 y tipo 2.
- El factor de correlación muestra un ajuste superior al 90% en los ajustes lineales tipo 1 A y D y tipo 2 D, para los tipos 2 A, su correlación es menor debido a que no hay gran diferencia entre la intensidad de Arias para estos acelerogramas. Para lograr una mejor relación es necesario realizar un mayor número de análisis.

Tabla 25: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang 1985), y la intensidad de Arias

$y = mx + b$	$mx$	$b$	$R^2$
ID por deformación tipo 1 A	1.142928	0.4072	0.9043
ID por energía tipo 1 A	1.819334	0.4624	0.9466
ID por deformación tipo 1 D	1.189854	1.4801	0.9034
ID por energía tipo 1 D	2.174584	1.8300	0.9341
ID por deformación tipo 2 A	2.140263	-0.0499	0.8404
ID por energía tipo 2 A	2.88087	-0.0839	0.8913
ID por deformación tipo 2 D	0.74251	0.4944	0.9951
ID por energía tipo 2 D	1.23205	0.4951	0.9966

### 5.3.2 Análisis entre índice de daño y duración significativa

En las Fig. 44, Fig. 45 y Fig. 46 se muestra la comparación entre el índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang, 1985) con la respectiva duración significativa de los acelerogramas utilizados en cada análisis. Este estudio permite corroborar los resultados de las Fig. 35, Fig. 36 y Fig. 37 en los cuales se detalla que, a mayor duración significativa, la intensidad de Arias es mayor.

Para definir el crecimiento de daño se analizan las ecuaciones de ajuste lineal de la Tabla 26. Las ecuaciones muestran los siguientes resultados:

- Al comprar las ecuaciones, se puede asegurar que el ajuste realizado es bueno ya que el factor de correlación supera el 96% para todos los casos. Sin embargo, un mayor número de análisis es necesario para estudiar de mejor manera esta relación.
- El crecimiento de índice de daño por energía es superior que el índice de daño por deformación, esta relación concuerda con los resultados del análisis de la intensidad de Arias. Sin embargo, la relación que existe entre la duración y el índice de daño es más clara en este apartado.
- El índice de daño calculado tanto por deformación como por energía aumenta de manera proporcional al incremento de la duración significativa.

- Una de las grandes diferencias que se detalla es el gran cambio que incide en relación al tipo de suelo que representa cada espectro de diseño. Los suelos tipo D además de inducir en el ajuste espectral una mayor duración significativa, generan mayor daño estructural.

Tabla 26: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía, y la duración significativa 5-95%

$y = mx + b$	$mx$	$b$	$R^2$
ID por deformación tipo 1 A	0.007211	0.4787	0.9833
ID por energía tipo 1 A	0.011301	0.5823	0.9977
ID por deformación tipo 1 D	0.018692	1.5854	0.9249
ID por energía tipo 1 D	0.034883	1.9947	0.9973
ID por deformación tipo 2 A	0.010478	0.1532	0.9786
ID por energía tipo 2 A	0.013806	0.1991	0.9944
ID por deformación tipo 2 D	0.01211	0.7121	0.9760
ID por energía tipo 2 D	0.019965	0.8607	0.9650

Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 y Tipo 2

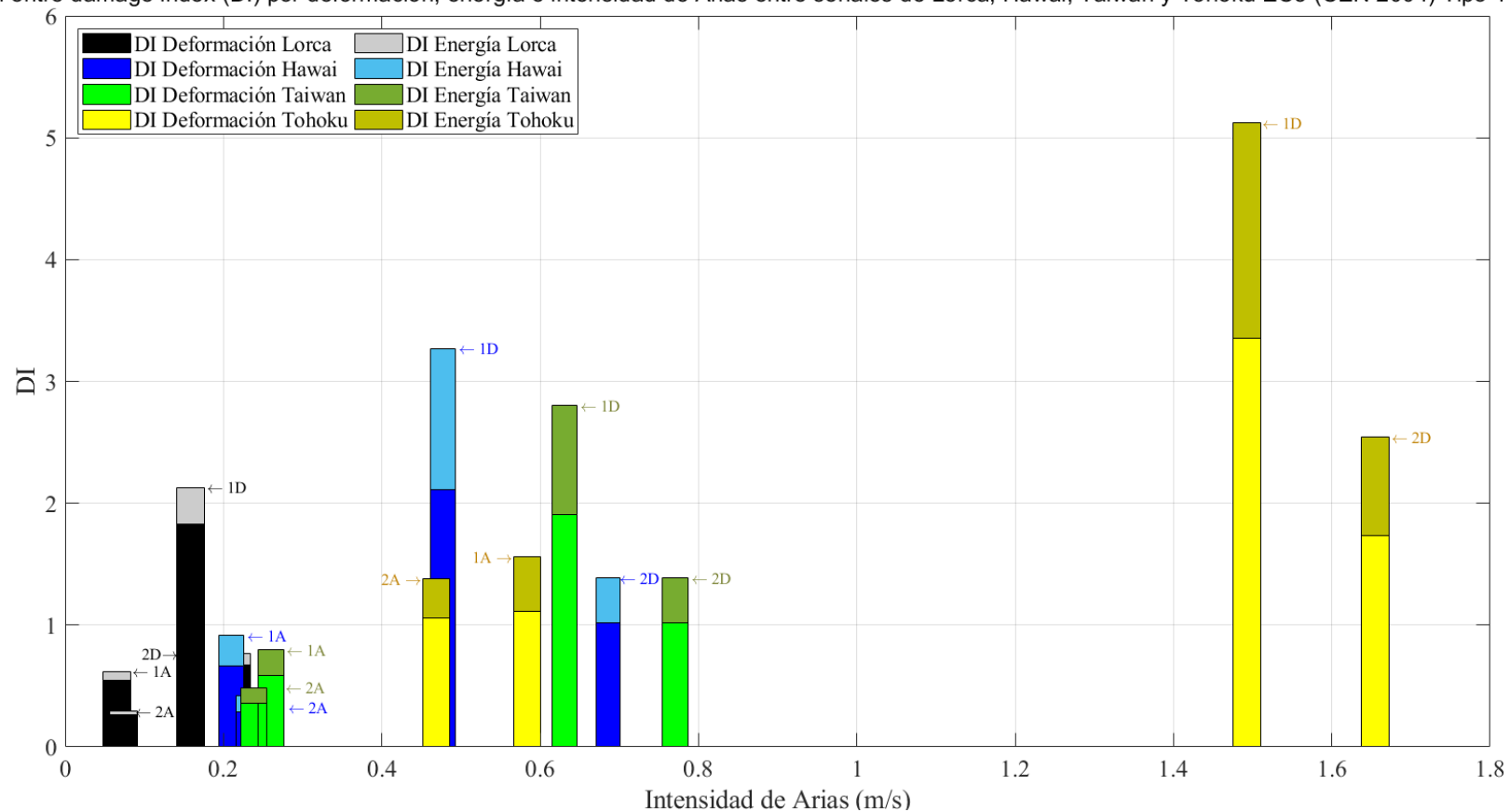


Fig. 41: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España



Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias  
entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 Suelos A y D

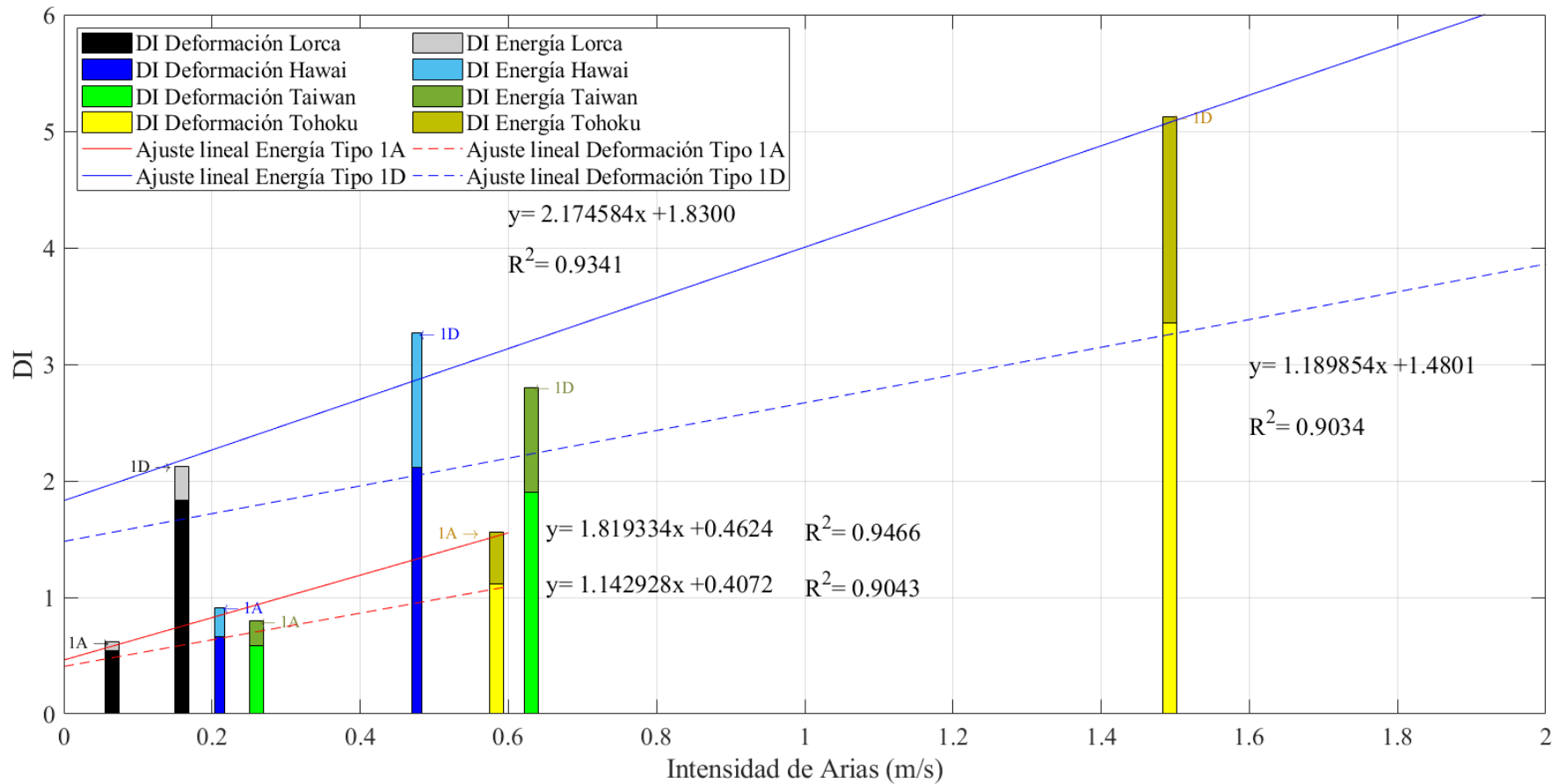


Fig. 42: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando

Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias  
entre señales de Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 2 Suelos A y D

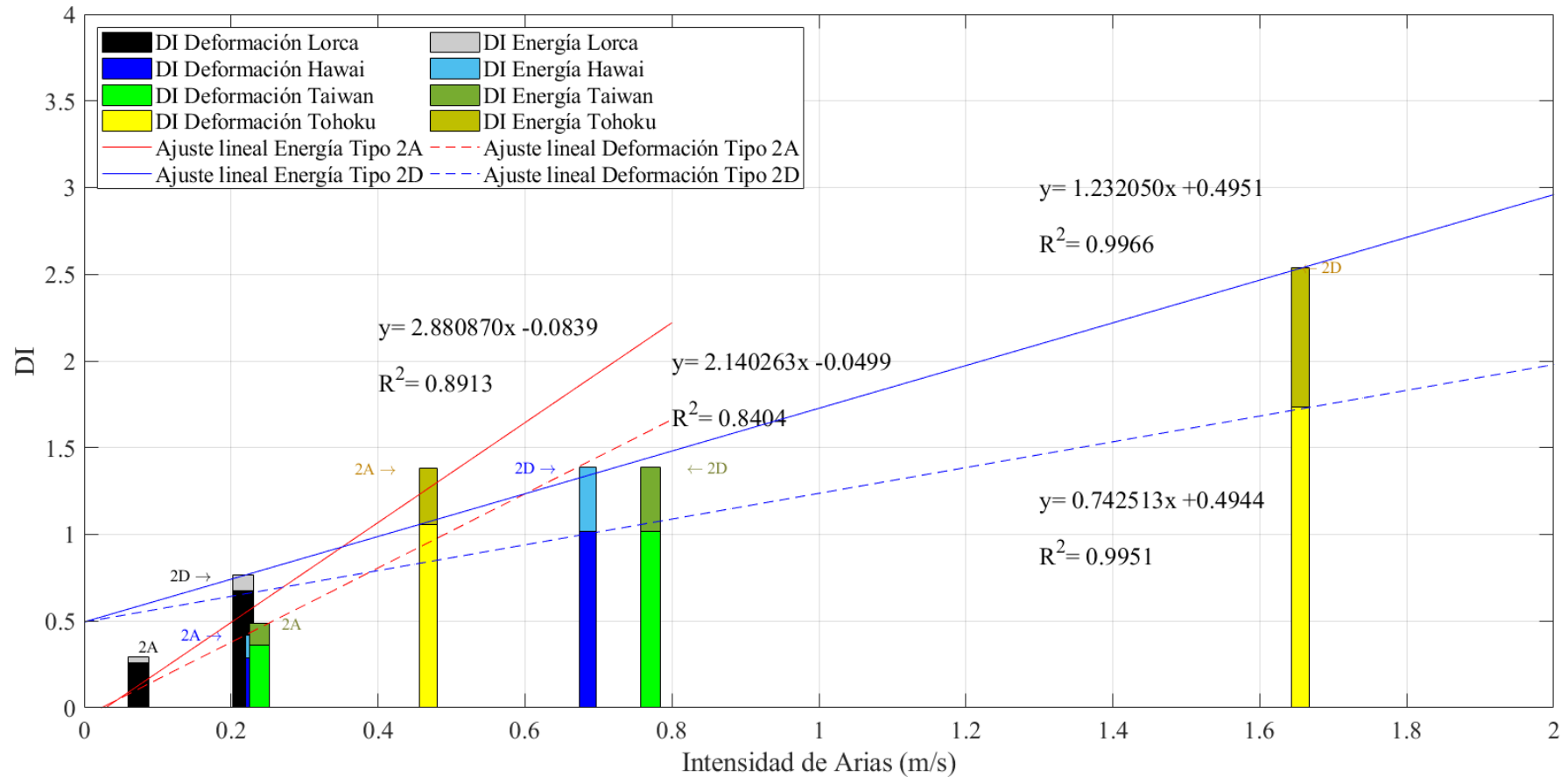


Fig. 43: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía e intensidad de Arias entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando

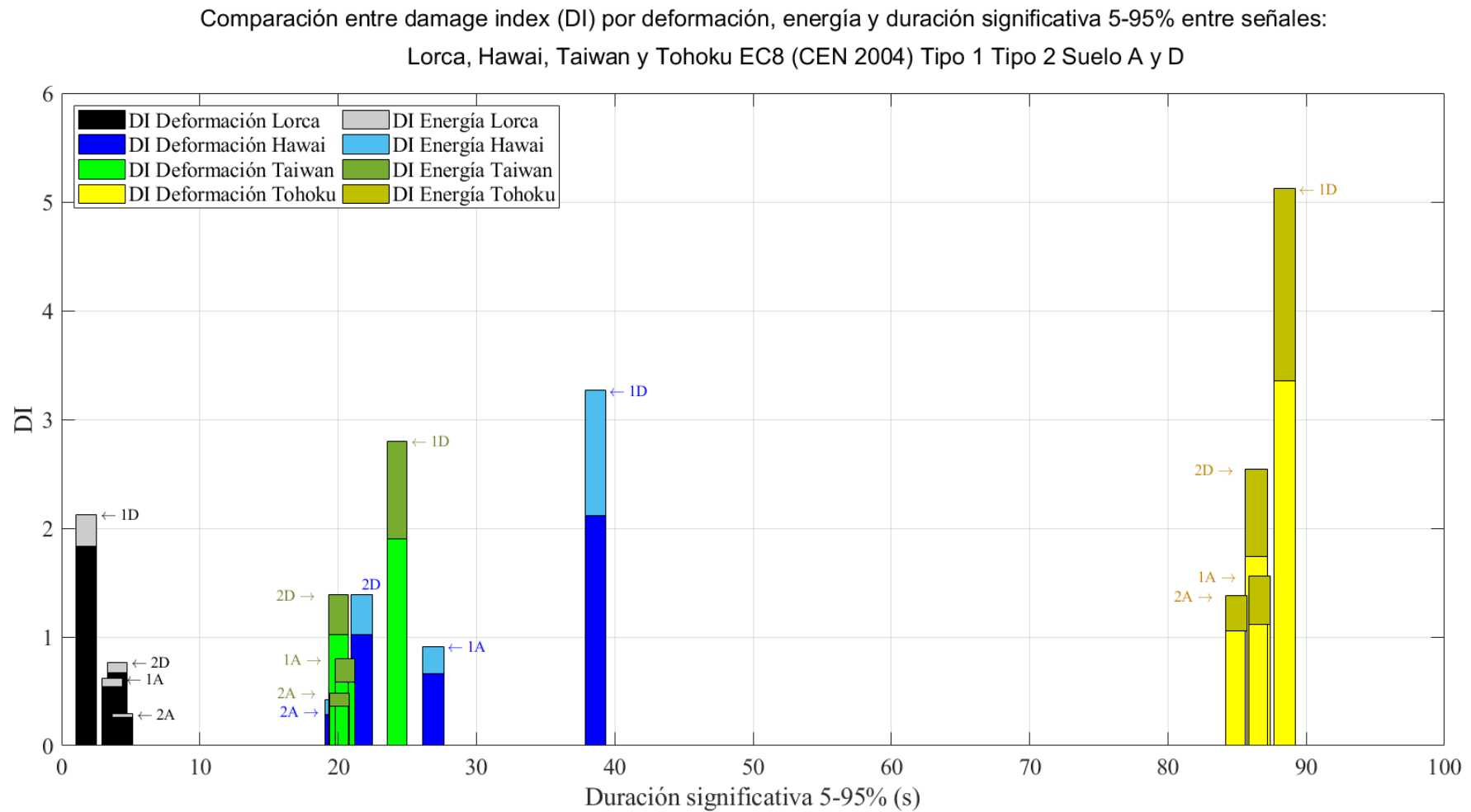


Fig. 44: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales:  
Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 1 Suelo A y D

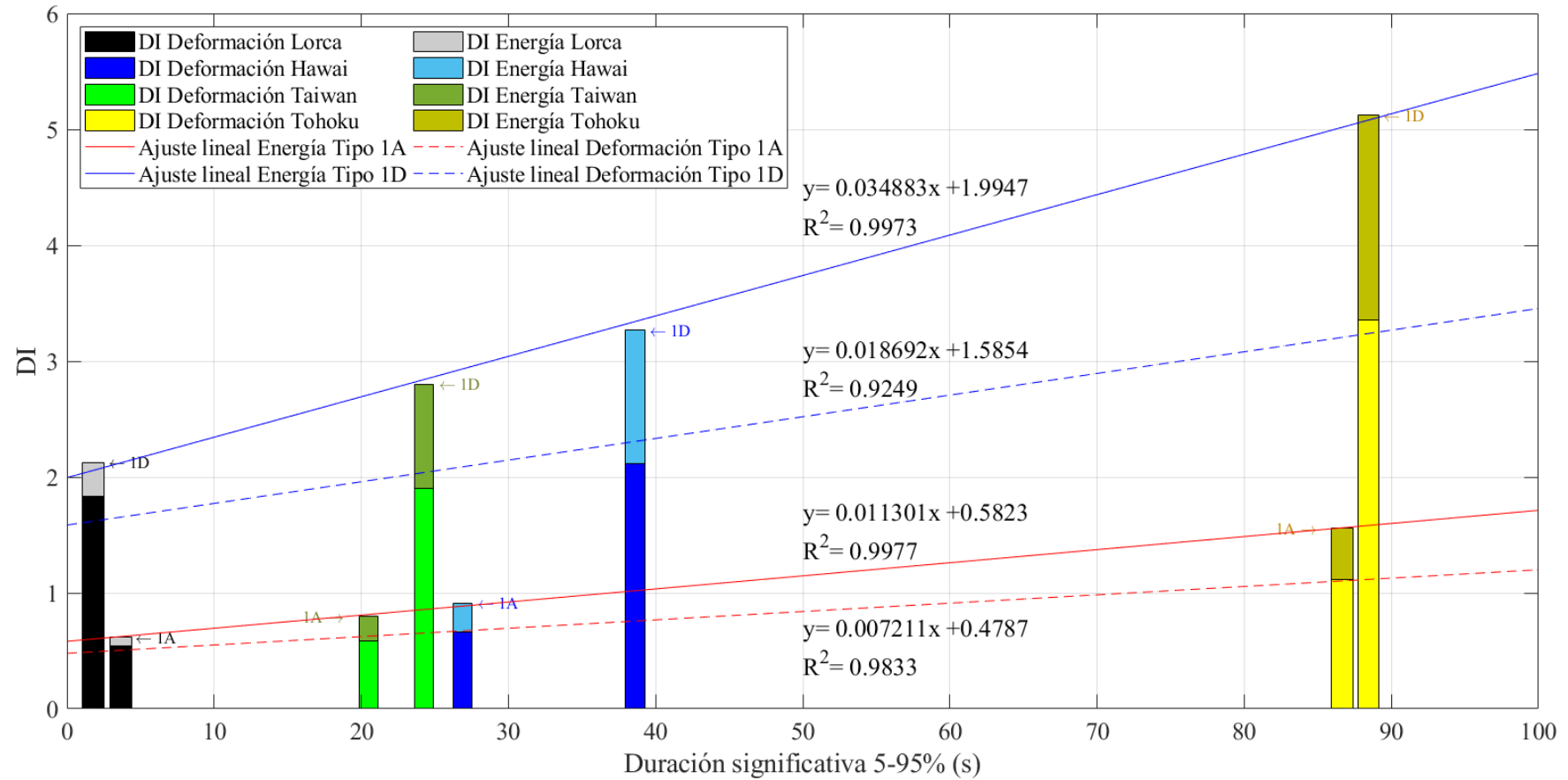


Fig. 45: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC8 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

Comparación entre damage index (DI) por deformación, energía y duración significativa 5-95% entre señales:

Lorca, Hawaii, Taiwan y Tohoku EC8 (CEN 2004) Tipo 2 Suelo A y D

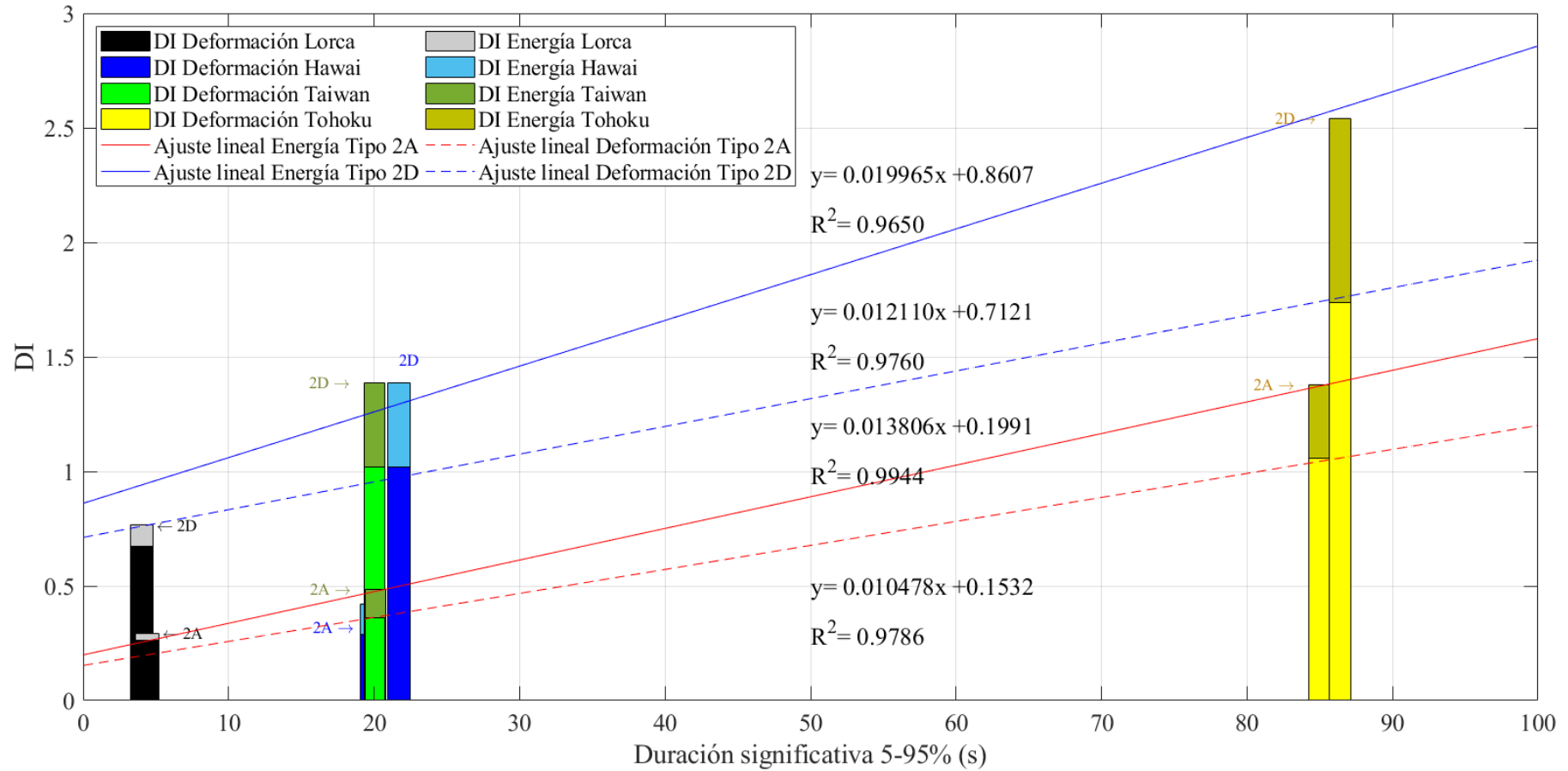


Fig. 46: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y duración significativa entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC8 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando

## 5.4 Análisis de índice de daño y energía de entrada

En este apartado se relaciona la energía de entrada en términos de velocidad equivalente con el índice de daño por deformación y por energía (Park y Ang 1985). Es importante recalcar que el índice de daño de Park y Ang (1985), solo representa una parte de la energía de entrada. Sin embargo, es un parámetro fiable para prever el daño que puede sufrir una estructura.

Los resultados ilustrados en las Fig. 47, Fig. 48 y Fig. 49 muestran que, a mayor energía de entrada, mayor es el daño estructural. Al comparar los resultados de la Tabla 27, se destaca lo siguiente:

- Al comparar el incremento de índice de daño por deformación y contrarrestarlo con el incremento de índice de daño por energía; los resultados del ajuste lineal de la Tabla 27, muestran una tendencia de crecimiento mayor para la parte energética que, para la parte por deformación. Al relacionar los resultados de las Fig. 41-Fig. 46, se encuentra que la intensidad de Arias, así como la duración significativa incrementan según incrementa la energía de entrada.
- Los factores de correlación sugieren un ajuste aceptable, ya que, para todas las ecuaciones, el factor de correlación es superior al 80%. Sin embargo, futuros análisis son requeridos para validar la tendencia de estos resultados.
- Al comparar los resultados entre tipos de suelo diferentes, se destaca que para los acelerogramas ajustados a los espectros de tipo 1 existe una relación más clara entre la energía de entrada y el índice de daño. En la Fig. 49 se observa que, a mayor energía de entrada, (independiente del tipo de suelo) existirá un mayor daño.

Tabla 27: Ecuaciones de ajuste lineal utilizadas para comparar el índice de daño por deformación y por energía, y la energía de entrada en términos de velocidad equivalente

$y = mx + b$	$mx$	$b$	$R^2$
ID por deformación tipo 1 A	3.39627	0.2997	0.8184
ID por energía tipo 1 A	5.37096	0.2956	0.8319
ID por deformación tipo 1 D	5.125362	1.2092	0.8260

ID por energía tipo 1 D	9.06785	1.3986	0.8005
ID por deformación tipo 2 A	8.43207	-0.2084	0.8181
ID por energía tipo 2 A	11.05928	-0.2730	0.8238
ID por deformación tipo 2 D	4.487025	0.3209	0.8084
ID por energía tipo 2 D	7.10820	0.2133	0.8022

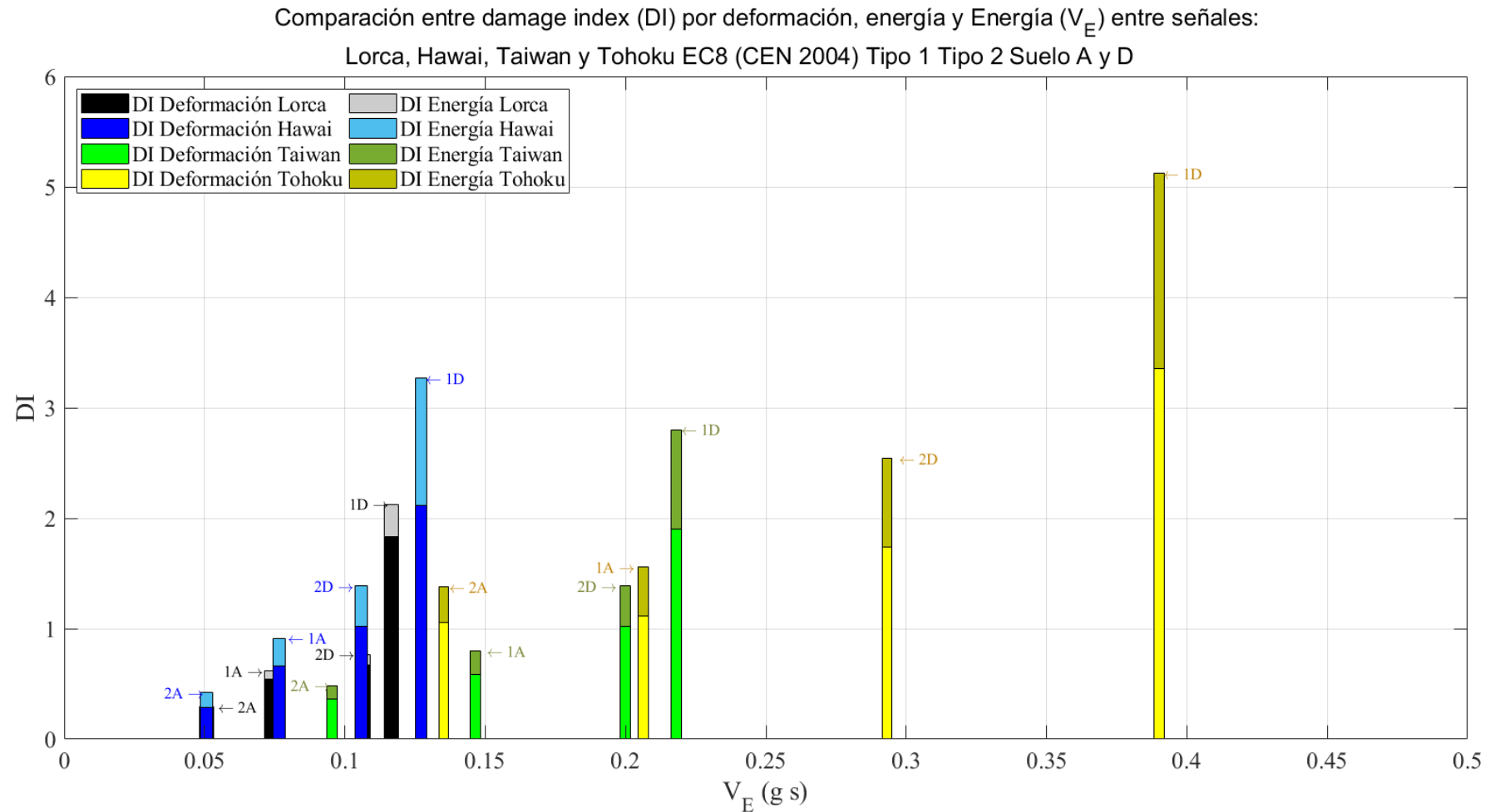


Fig. 47: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 y 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España



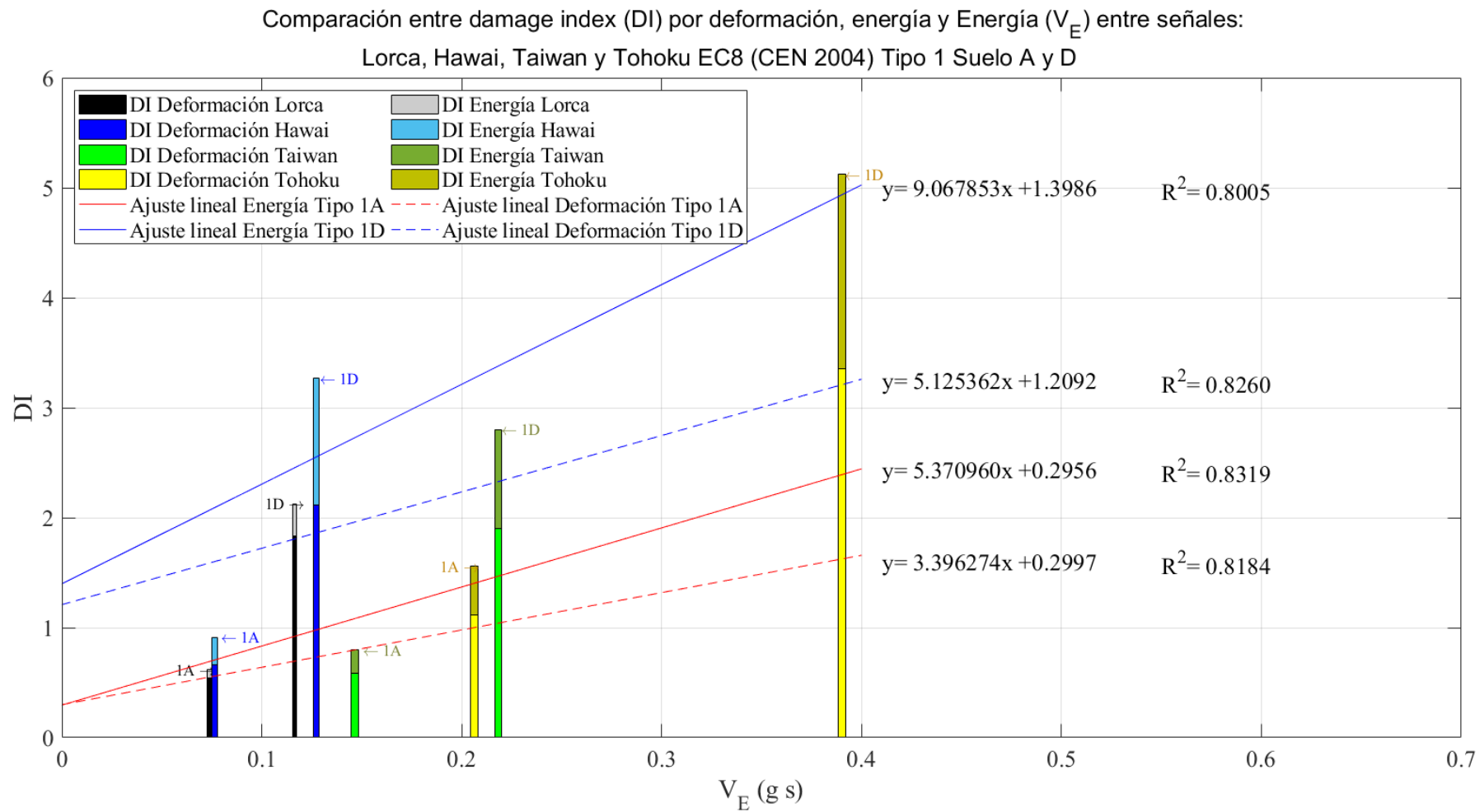


Fig. 48: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 1 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

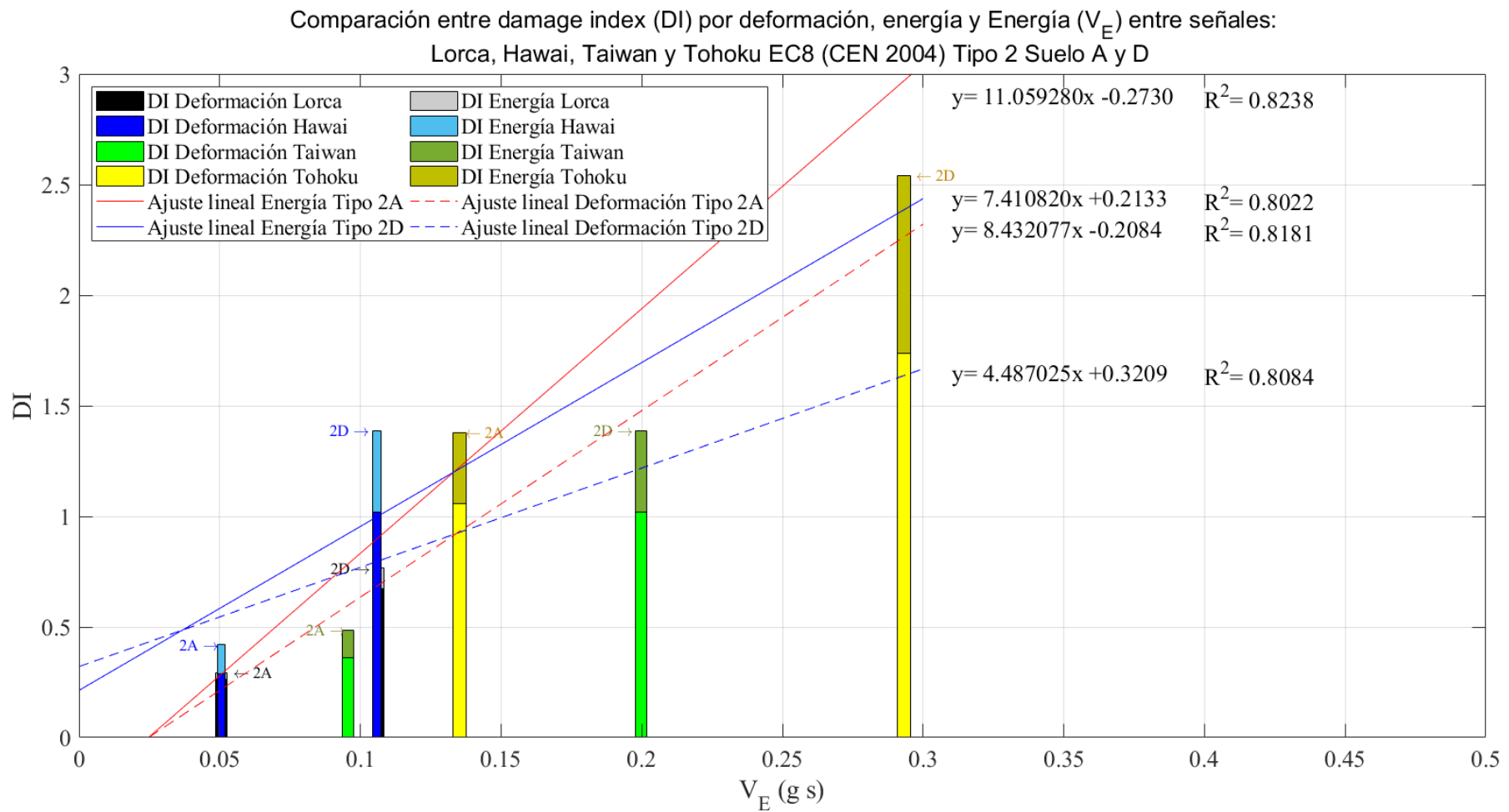


Fig. 49: Comparación entre *damage index* (DI) por deformación, energía y energía equivalente entre señales de Lorca, Hawái, Taiwán y Tohoku ajustadas al espectro de aceleración del EC08 tipo 2 de suelos A y D para modelo bloque 11 de San Fernando, Lorca-España

## 6. Conclusiones

- La aplicación de la técnica de ajuste espectral, ha permitido observar como los acelerogramas obtenidos conservan las propiedades de la evolución temporal de forma, la cual afirma que la personalidad del acelerograma reside en el espectro de fases de Fourier.
- Una de las principales ventajas del implemento de la técnica de ajuste espectral es que, si el acelerograma semilla pertenece a una zona sismogénica de interés, el ajuste espectral mantiene las propiedades de los sismos de la zona, así como también los requerimientos de los espectros de diseño de ese lugar.
- La técnica del ajuste resulta ser una excelente herramienta para disponer de familias de acelerogramas cuyos espectros de respuesta son compatibles con un determinado espectro de diseño. Los ajustes espectrales obtenidos son excelentes en todos los casos ensayados con un número de iteraciones relativamente bajo. La clave del éxito de la técnica reside más en los métodos numéricos usados que en la formulación del método que es simple y sencillo.
- Por otro lado, un desajuste entre los valores correspondientes a las diferentes frecuencias involucradas en la transformada de Fourier puede desvirtuar e incluso arruinar el método. También hay que procurar que pequeños errores de truncamiento presentes en los cálculos, no influyan en la transformada inversa, en este sentido es importante que la transformada de Fourier conserve siempre las propiedades propias de señales temporales reales.
- El método aquí revisado y analizado permite, de forma rápida y eficaz obtener distintos acelerogramas compatibles a la vez con la zona sísmica de interés y con los requerimientos de los espectros de diseño, sin embargo, el uso de acelerogramas cuya duración significativa sea incoherente con la zona de estudio, implica lo siguiente:
  - I. Sobreestimación del daño estructural en el caso de que, la duración significativa sea mayor a la que se pueda presentar en la zona de estudio debida a las condiciones sismogénicas y de tipo de suelo.
  - II. Subestimación del daño estructural en caso contrario.

- Los resultados muestran, que a pesar de que los acelerogramas se ajustaron a un mismo espectro de diseño, los valores de energía en términos de velocidad equivalente ( $g \cdot s$ ) no son iguales para ningún periodo.
- Se concluye que el cambio más relevante de energía en el ajuste espectral, es debido al tipo de suelo y no al tipo de registro de aceleración utilizado.
- Los resultados muestran que el espectro de energía brinda mayor información de la energía e intensidad de los acelerogramas utilizados, no así con los espectros de diseño de aceleración.
- Al comparar el índice de daño por deformación y por energía con la duración significativa, se concluye que el crecimiento por daño es proporcional a la duración significativa.
- El estudio del espectro de energía de un sismo permite una mayor correlación con el daño calculado y la magnitud del sismo involucrado.
- Los análisis entre índice de daño, intensidad de Arias, duración significativa y energía de entrada, pone en evidencia que, si bien los permiten el uso de registros de aceleraciones para análisis dinámicos, éstos deben contener características similares.
- Los resultados muestran que, considerar un registro único o pocos registros disponibles en una zona en el diseño o revisión estructural, implica un alto riesgo en definir incorrectamente la demanda sísmica.
- A pesar de que, cada uno de los registros de aceleraciones implementadas en este estudio es ajustado a un mismo espectro objetivo del Eurocódigo (EC8, 2004), el daño obtenido y la respuesta de la estructura en estudio, difiere para un mismo espectro de respuesta. Por lo que es necesario realizar análisis dinámicos que permitan considerar y restringir la duración significativa de cada aceleración y la energía del sismo, de acuerdo a cada zona de estudio.
- Con este estudio se incita a la posibilidad de incluir la energía de entrada y la duración significativa como parámetros de diseño y revisión de estructuras ante acciones sísmicas.

## **7. Futuras líneas de investigación**

Analizar el efecto de la duración significativa en el daño de manera probabilista. Esto puede lograrse desarrollando curvas de capacidad mediante análisis dinámico incremental (IDA), y utilizando registros de diferentes características aplicando la técnica de ajuste espectral.

Se promueve obtener las curvas de fragilidad y daño, las basadas en el proyecto Risk-UE y relacionar la investigación con nuevos índices de daño.

Analizar la influencia de los parámetros mecánicos en la respuesta estructural, entre estos parámetros destacan: la variación del tipo de histéresis, ductilidad y capacidad de los elementos incorporados, entre otros.

Estudiar la variación de los modos de vibración a partir de: a) estudio de las matrices de rigidez y de masa, y b) Análisis espectral de la respuesta dinámica a ruido blanco en el modelo de una estructura dañada por una excitación sísmica.

Realizar un mayor número de análisis entre registros de aceleraciones, de similares características como: duración significativa, intensidad de Arias, número de frecuencias y energía de entrada; de tal manera, que sea posible una mejor relación entre las características de los registros de aceleración y el daño.

Analizar propuestas para el Eurocódigo (EC8, 2004) de realizar análisis dinámicos incluyendo la energía de entrada y la duración significativa como parámetros restrictivos ante la selección de sismos de diseño.

## Bibliografía

- Alarcón, E., & Benito Oterino, M. B. (2014). Foreword special issue LORCA's earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 1827–1829.
- Artes Carril, J. M. (2011). *Estado del Grupo de 232 Viviendas Sociales en Lorca (Barrio San Fernando) tras el Terremoto del Día 11/05/2011*. Murcia.
- ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10*. American Society of Civil Engineers. Retrieved from [www.pubs.asce.org](http://www.pubs.asce.org)
- Bairan, J. M. (2015). Diseño y evaluación sísmo resistente de estructuras. In *Seminario de master de ingeniería estructural y de la construcción*. Barcelona.
- Banon, H., & Veneziano, D. (1982). Seismic safety of reinforced concrete members and structure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(1), 179–193.
- Barbat, A. H., & Canet, J. M. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador*. (Centro internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Ed.) (2da Edición). Barcelona, España.
- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., & Kunnath, S. K. (1989). Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures. Technical Report. *Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo*.
- Carr, A. J. (2000). *Manual Ruaumoko 3D-inelastic dynamic analysis program*. Christchurch, New Zealand. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.4493.7127>
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamic of structures*. (M.- Hill, Ed.) (Second edi). New York.
- Computers and Structures Inc. (1995). CSI Section Builder. Berkeley, California.
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Ramasco, R. (1993). The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(10), 855–868.

- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. *Civil Engineering*.
- EC8. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *Eurocode 8*, 3, 232. Retrieved from <ftp://131.175.189.225/corsi/Felicetti%5Cn-%5CnTecnica%5Cndelle%5CnCostruzioni/Normativa/Eurocodici/EC%5Cn8%5CnCEN%5CnEN1998-1.pdf>
- Faleiro, J., Oller, S., & Barbat, A. H. (2008). Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames. *Computers and Structures*, 86(7–8), 581–597. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.08.007>
- Gasparini, D. A., & Vanmarcke, E. H. (1976). *Simulated earthquakes compatible with prescribed response spectra*. Massachusset.
- Google. (2012a). Bloque 11 Barrio San Fernando Lorca, España en Google Maps. Retrieved March 20, 2018, from <https://www.google.es/maps/>
- Google. (2012b). Mapa de Barrio San Fernando Lorca, España en Google Maps. Retrieved March 20, 2018, from <https://www.google.es/maps/>
- Housner, G. W. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes. In *Proceedings of The 1st World Conference on Earthquake Engineering* (p. 5.1-5.13). Berkeley, California.
- Huerta Garnica, B., & Reinoso Angulo, E. (2002). *Espectros De Energía De Movimientos Fuertes Registrados En México. Revista de Ingeniería Sísmica No* (Vol. 66). Coyoacán, 04510 México, D.F.
- Lin, J., & Mahin, S. A. (1985). *Effect of Inelastic Behaviour on the Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures* (Vol. UCB/EERC-8). Berkeley, California.
- Magdy, S., Roufaiel, L., & Meyer, C. (1987). Analytical modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, *113*(3), 429–444.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1989). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, *114*(8), 1804–1826.

- Ministerio de la Vivienda, I. N. de la V. (1973). Proyecto de construcción de 232 viviendas subvencionadas, locales comerciales y urbanización Lorca. Lorca (Murcia).
- Ministerio Obras Publicas. (1973). Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de Hormigón en masa o armado. EH-73. *B.O.E.*, 293(7/12/1973), 23701–24204.
- Montserrat Navarro, A. de. (2013). *Relación Entre El Periodo Fundamental De Vibracion Y El Indice De Daño De Un Edificio De Hormigón Armado*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Nettles, M., Ekström, G., & Koss, H. C. (2011). Centroid-moment-tensor analysis of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake and its larger foreshocks and aftershocks. *Earth, Planets and Space*, 63(7), 519–523.
- Norma MV 101. (1963). Norma MV 101-1962 de Acciones en la Edificación. *B.O.E.* Madrid. Retrieved from [papers3://publication/uuid/B8EC7B34-475C-40C0-994D-1A26786F65F1](https://publicacion.uuuiid/B8EC7B34-475C-40C0-994D-1A26786F65F1)
- Otani, S. (1974). SAKE: A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes.
- Park, Y., & Ang, A. H. -S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722–739.
- Park, Y., Ang, A. H. -S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740–757.
- Peralta, M. G. (2012). *Análisis Estático No Lineal Y Análisis Dinámico No Lineal Del Hospital De Vielha*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Popov, E. P., EERI, M., Yang, T.-S., & Grigorian, C. E. (1993). New Directions in Structural Seismic Designs. *Earthquake Spectra*, 9 No 4.
- Pujades, L. G., Díaz-Alvarado, S. A., Hidalgo, D., González-Drigo, J. R., & Barbat, A. H. (2016). *Notes on the spectral matching of accelerograms*. Barcelona, España.



- San Bartolome, A. (1990). *Coleccion del Ingeniero Civil*. Colegio de Ingenieros del Peru,. Peru.
- Terán Gilmore, A. (1996). *Performance-based earthquake-resistant desing of framed buildings using energy concepts*. Berkeley University.
- Travasarou, T., Bray, J., & Abrahamson, N. (2002). Empirical attenuation relationship for arias intensity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1–4.
- Tseng, W. ., & Penzien, J. (1975). Seismic analysis of long multiple-span highway bridges. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 4 (December 1974), 183.
- Uang, C.-M., & Bertero, V. V. (1990). Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19 (May 1989), 77–90.
- Utku Yazgan, A. (2012). *Proposal of energy spectra for earthquake resistant design based on Turkish registers*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). *The Incremental dynamic analysis and its application to performance-based Earthquake Engineering* (No. 479). Silicon Valley, California.
- Vargas Alzate, Y. F. (2013). Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño., 203.
- Wu, Y. M., & Chen, C. chih. (2007). Seismic reversal pattern for the 1999 Chi-Chi, Taiwan, MW7.6 earthquake. *Tectonophysics*, 429(1–2), 125–132.